

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

**Tunel Ovčiarско – zajištění stavební jámy východního
tunelového portálu**

**Ovciarsko Tunnel – Stabilization of the Excavation
of the East Tunnel Portal**

Student:

Bc. Pavel Bureš

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Ostrava 2015

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Pavel Bureš**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Tunel Ovčiarско- zajištění stavební jámy východního tunelového portálu
Ovciarsko Tunnel - Stabilization of the Excavation of the East Tunnel
Portal**

Zásady pro vypracování:

1. Úvod
2. Charakteristika řešeného problému, geologické a hydrogeologické podmínky lokality
3. Analýza současného stabilitního stavu stavební jámy, včetně modelového výpočtu
4. Variantní návrh zajištění a posouzení celkové stability čelní portálové stěny, včetně modelového výpočtu
5. Porovnání výsledků modelových výpočtů s výsledky geotechnického monitoringu
6. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Hulla, J., Turček, P. *Zakladanie stavieb*. Jaga: Bratislava, 1998. ISBN 80-88905-05-2.
2. Vaníček, I., Vaníček M. *Earth Structures*. Kluwer Academic Publisher Group. ISBN 9781402039638.
3. Coduto, D. *Geotechnical Engineering*. Prentice Hall:New Jersey, 1999. ISBN 0-13-576380-0.
4. Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga: Bratislava, 2001. ISBN 80-88905-44-3.
5. Brinkgreve, R.B.J. *Manual Plaxis*. Balkema. ISBN 90 5809 508 8.


Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.**

Datum zadání: 27.02.2015

Datum odevzdání: 30.11.2015




doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry


prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 20.11.2015


Pavel Bureš

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 - školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě20.11.2015.....

.....
.....
podpis studenta

Anotace

Tato diplomová práce je zaměřena na problematiku příportálových oblastí. Předmětem diplomové práce je analýza současného stavu zajištěné stavební jámy východního tunelového portálu tunelu Ovčiarsko. Úkolem práce je rovněž tvorba variantního návrhu zajištění čelní portálové stěny. Obě situace jsou zpracovány do 3D numerických modelů vytvořených v geotechnickém programu MIDAS GTS NX. Při tvorbě prostorového modelu bylo využito velké množství geodetických údajů a k jejich doplnění sloužila výkresová dokumentace. Vstupní parametry použité pro konstitutivní modely byly převzaty především z inženýrskogeologického průzkumu provedeného v zájmové oblasti. Některé chybějící charakteristiky materiálů byly doplněny hodnotami čerpanými z odborné literatury.

Výstupem práce je stanovení a zhodnocení napěťo-deformačních stavů a zjištění stupňů stability portálové oblasti u modelových výpočtů. Výsledky jsou porovnány mezi sebou a u modelu skutečného stavu také s naměřenými hodnotami geotechnického monitoringu.

Klíčová slova: MIDAS GTS NX, stabilita, portál tunelu, stavební jáma, metoda konečných prvků, matematické modelování, 3D model

Annotation

This thesis is focused on the areas around the tunnel portals. The subject of this thesis is to analyze the current state of the Excavation of the Ovciarsko Tunnel East Portal. The additional task of this thesis is making a variant concept for ensure stability of the front portal wall. Both situations were processed into 3D numerical models created in geotechnical program MIDAS GTS NX. For creating three-dimensional model was used large amount of geodetic data and for complement, drawing documentation. The input parameters used for the constitutive models have been derived especially from geotechnical survey executed in the area of interest. Some of the missing material characteristics were supplemented by values found in scientific literature.

Outcome of this work is to determine and evaluate stress-strain states, and compute value of safety factor for the portal area by the software calculations. The results are compared among these model situations and the model of the actual state is matched with the measured values of geotechnical monitoring.

Keywords: MIDAS GTS NX, Stability, Finite Elements Method, Tunnel Portal, Excavation, Mathematical modeling, 3D Model

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucí mé diplomové práce, doc. RNDr. Evě Hrubéšové, Ph.D., za její odborné rady a čas, který mi věnovala při řešení této problematiky. Tímto bych rád vyjádřil poděkování rovněž panu Ing. Václavu Veselému, Ph.D. a Ing. Otu Jandějskovi ze společnosti ACADIS CZ a.s. za poskytnutí potřebných materiálů k vypracování této práce.

Také bych chtěl poděkovat mým rodičům, kteří mě podporovali po celou dobu mých studií i mimo ně.

Obsah

Seznam použitého značení

| | |
|---|-----------|
| 1. Úvod | 1 |
| 1.1 Výstavba tunelů na Slovensku | 3 |
| 2. Tunel Ovčiarsko | 4 |
| 2.1 Základní údaje | 4 |
| 2.2 Geologické podmínky | 5 |
| 2.2.1 Geotechnické zhodnocení | 6 |
| 2.3 Hydrogeologické podmínky | 7 |
| 2.4 Technické parametry tunelu | 7 |
| 2.5 Východní portál tunelu Ovčiarsko | 8 |
| 2.5.1 Základní informace | 8 |
| 2.5.2 Geologické a hydrogeologické poměry | 11 |
| 2.5.3 Geotechnické problémy | 12 |
| 2.5.4 Geotechnický monitoring | 13 |
| 3. Analýza současného stabilitního stavu stavební jámy | 14 |
| 3.1 O softwaru Midas GTS NX | 14 |
| 3.2 Tvorba modelu | 16 |
| 3.2.1 Tvorba a úprava povrchů | 17 |
| 3.2.2 Tvorba objemů | 24 |
| 3.2.3 Tvorba sítě konečných prvků | 31 |
| 3.2.4 Lineárně pružný konstitutivní model | 34 |
| 3.2.5 Mohr-Coulombův konstitutivní model | 35 |
| 3.2.6 Geotechnické parametry hornin – vstupní hodnoty | 37 |
| 3.2.7 Nespojivosti horninového prostředí | 37 |
| 3.2.8 Podzemní voda | 41 |
| 3.2.9 Kotvy | 44 |
| 3.2.10 Stříkaný beton | 46 |
| 3.2.11 Zeminové hřebíky | 47 |
| 3.3 Nastavení výpočtu | 53 |
| 3.3.1 Výpočtové fáze | 53 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 3.4 | Vyhodnocení výsledků..... | 57 |
| 3.4.1 | Napětí a vnitřní síly..... | 57 |
| 3.4.2 | Deformace..... | 63 |
| 3.4.3 | Plastické body | 69 |
| 3.4.1 | Čerpání smykové pevnosti..... | 69 |
| 3.4.2 | Výpočet stupně bezpečnosti..... | 70 |
| 3.4.3 | Zhodnocení stability portálu | 72 |
| 4. | Analýza variantního návrhu | 76 |
| 4.1 | Tvorba modelu | 76 |
| 4.1.1 | Parametry použité v modelu | 76 |
| 4.1.2 | Kotvy | 77 |
| 4.1.3 | Stříkaný beton | 78 |
| 4.1.4 | Zeminové hřebíky | 79 |
| 4.2 | Nastavení výpočtu..... | 80 |
| 4.2.1 | Výpočtové fáze | 80 |
| 4.3 | Vyhodnocení výsledků..... | 81 |
| 4.3.1 | Vnitřní síly na kotvách..... | 81 |
| 4.3.2 | Deformace..... | 85 |
| 4.3.3 | Zhodnocení stability portálu | 88 |
| 5. | Závěr | 90 |
| 6. | Seznam použité literatury | 92 |
| 7. | Seznam obrázků..... | 94 |
| 8. | Seznam tabulek..... | 97 |
| 9. | Seznam grafů | 97 |
| 10. | Přílohy | 97 |

Seznam použitého značení

| | | |
|-------------|--|---------------------|
| 2D | dvourozměrný (two-dimensional) | |
| 3D | trojrozměrný (three-dimensional) | |
| A_p | průřezový profil lana | [mm ²] |
| c | soudržnost zeminy | [kPa] |
| c_{rozp} | soudržnost porušené horniny | [kPa] |
| d_a | průměr ocelového táha | [mm] |
| d_k | průměr kořene kotvy | [mm] |
| DP | diplomová práce | |
| DSRS | dokumentace skutečné realizace stavby | |
| DÚR | dokumentace pro územní rozhodnutí | |
| DXF | Drawing Exchange Format | |
| E | Youngův modul pružnosti | [MPa] |
| E_{def} | deformační modul | [MPa] |
| E_{eq} | ekvivalentní modul pružnosti | [MPa] |
| F_{GTM} | osová síla v hlavě kotvy zjištěná geotechn. monitoringem | [kN] |
| F_{max} | maximální osová síla v kotvě | [kN] |
| $F_{max,k}$ | maximální osová síla v kořeni kotvy | [kN] |
| F_{model} | osová síla v hlavě kotvy u numerického modelu | [kN] |
| FOS | Factor of Safety | |
| F_{skut} | síla v hlavě kotvy | [kN] |
| f_{td} | výpočtová pevnost oceli v tahu | [MPa] |
| f_y | napětí na mezi kluzu | [-] |
| GTM | geotechnický monitoring | |
| h | hloubka středu kořene pod povrchem terénu | [m] |
| HPV | hladina podzemní vody | |
| IGP | inženýrsko-geologický průzkum | |
| IZS | integrovaný záchranný systém | |
| JTR | jižní tunelová roura | |
| K | koeficient hydraulické vodivosti (koef. filtrace) | [ms ⁻¹] |
| k.ú. | katastrální území | |
| K_0 | koeficient bočního tlaku v klidu | [-] |
| k_s | koeficient strukturního oslabení | [-] |
| KVG | konvergenční | |
| LDF | Load Distribution Factor | |
| l_k | délka kořene | [m] |
| l_{ka} | kotevní délka ocelového táha | [m] |
| MC model | Mohr-Coulombův model | |
| MKP | metoda konečných prvků | |
| P_0 | kotevní síla | [kN] |
| PPP | Private Public Partnership | |
| P_{tk} | mezní síla | [kN] |
| PV | podzemní voda | |

| | | |
|--------------------------------|--|----------------------|
| R_{bt} | výpočtová soudržnost mezi ocelí a betonem | [MPa] |
| R_{dt} | výpočtová únosnost táhla | [MPa] |
| RQD | Rock Quality Designation index | [%] |
| RSS | Relative Shear Stress | [-] |
| R_{tlak}, R_{tah} | tlaková a tahová pevnost | [kPa] |
| SAM | Stress Analysis Method | |
| SB | stříkaný beton | |
| S_b | síla na mezi porušení vytržením táhla z kořene | [kN] |
| SK | Slovenská republika | |
| SRM | Stress Reduction Method | |
| SSS | Series Stiffness System | |
| STN | Slovenská technická norma | |
| STR | severní tunelová roura | |
| V | Objem | [m ³] |
| VP | východní portál | |
| ZP | západní portál | |
| α | sklon kotvy | [°] |
| γ | měrná tíha zemin/hornin | [kNm ⁻³] |
| γ_f | součinitel spolehlivosti | [-] |
| γ_{sat} | měrná tíha nasycených horninového prostředí | [kNm ⁻³] |
| ε | poměrné přetvoření | [-] |
| ε_e | elastické (pružné) poměrné přetvoření | [-] |
| ε_p | plastické poměrné přetvoření | [-] |
| ν | Poissonovo číslo | [-] |
| σ | normálové napětí | [kPa] |
| $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ | hlavní napětí | [kPa] |
| σ_{md} | pevnost porušené horniny | [kPa] |
| $\sigma_{md,tah}$ | pevnost porušené horniny v tahu | [kPa] |
| $\sigma_{md,tlak}$ | pevnost porušené horniny v tlaku | [kPa] |
| τ | smykové (tangenciální) napětí | [kPa] |
| τ_d | výpočtové tření kořene o zeminu | [kPa] |
| φ | úhel vnitřního tření | [°] |
| φ_{rozp} | úhel vnitřního tření porušené horniny | [°] |
| Ψ | úhel dilatance | [°] |

1. Úvod

Hlavní výhodou výstavby tunelů je optimalizace trasy komunikace vůči silnicím ve volném terénu, a tím i přínos ve formě snížení dopadu na životní prostředí vlivem emisí z dopravy. Dále se dá říci, že u tunelů nedochází k výraznému narušení krajinného rázu oblasti a snižuje se úroveň hluku od dopravy po trase tunelu. Výjimkou je portálová část tunelu, kde může hladina hluku překročit hladinu, kterého by dosahovala pozemní komunikace. Tento efekt se projeví však pouze v bezprostřední blízkosti portálu. Se zvyšující se vzdáleností od portálu klesá hladina hluku velmi rychle, neboť hluk z portálu je rychle překryt hlukem vytvářeným vozidly na nezakrytých komunikacích. [1]

U silničních a dálničních tunelů jsou portály a předportálové oblasti nejsložitějšími oblastmi z výstavby tunelů. Především z důvodu, že jsou často realizovány v oblastech s nejméně kvalitními horninami na trase tunelu a v místech postiženými svahovými pohyby se smykovými plochami v různých hloubkách (povrchovými či hloubkovými smykovými plochami). Nejinak je tomu u východního portálu tunelu Ovčiarsko (Slovenská republika). Nejčastější problematikou spojenou s výstavbou tunelových portálů je zajištění deformačních zón v okolí stavební jámy. I pro ně platí, že je vhodné pro jejich trvalé zajištění použít metod speciálního zakládání. Uplatňuje se při nich technologie stříkaného betonu, hřebíkování, předepnutých lanových kotev, pilotového nebo mikropilotového zajištění stěn a taktéž sanace okolního prostředí tryskovou injektáží. Ke zvýšení stability významně přispívá také odvodnění přilehlého okolí, např. prováděním subhorizontálních odvodňovacích vrtů. [2]

Portálové části tunelů jsou často rozděleny na několik etap výstavby a po celou tuto dobu jsou vystaveny povětrnostním vlivům a rovněž vlivům stavební techniky. Důležité je brát zřetel i k zatížení budoucí dopravou. I proto je třeba dbát při návrhu zvýšené pozornosti na tyto okolnosti již v přípravných fázích projektu a pokud možno nepříznivým vlivům předcházet. Výsledkem by měl být výběr správné polohy a situování portálů již při trasování silniční, resp. dálniční komunikace. [2]

Dokladem o komplexnosti těchto staveb může být také zmínka o otázkách bezpečnosti na tunelech. Lze říci, že bezpečnost tunelu začíná právě na jeho portálech. Pro hladký provoz po dobu životnosti stavby je důležité především zajistit dostatečné prostorové podmínky nejen pro běžnou údržbu a obnovu tunelu zajištěnou správcem tunelu (v případě tunelu Ovčiarsko Národná diaľničná spoločnosť, a.s.), ale také pro práci složek integrovaného záchranného systému. Prostorové řešení musí počítat při běžné údržbě s parkujícími technickými vozidly

a jinými, kupříkladu při čištění tunelu. Tak, aby bylo možné vždy zajistit pokud možno co nejkratší délku uzavírky tunelu. Zimní údržba, resp. odklíz sněhu a jeho rizikovost u příportálového úseku ukazuje na širokou škálu provozně-technických problémů. Tyto skutečnosti se mohou na první pohled zdát nepodstatné, ale i vytvořením plochy pro odložení sněhu z pluhu se dá zabránit mnohým problémům. Optimální prostorové řešení portálových oblastí se podílí na adekvátní a rychlé údržbě celého tunelu a celkové bezpečnosti. Požadavky na zajištění dostatečných záborů je proto vždy třeba projednat s budoucím správcem tunelu, složkami IZS a rovněž s řídicími složkami Policie již na úrovni zpracování DÚR. [3] Tímto jsme ovšem již značně odbočili od předmětu této práce.

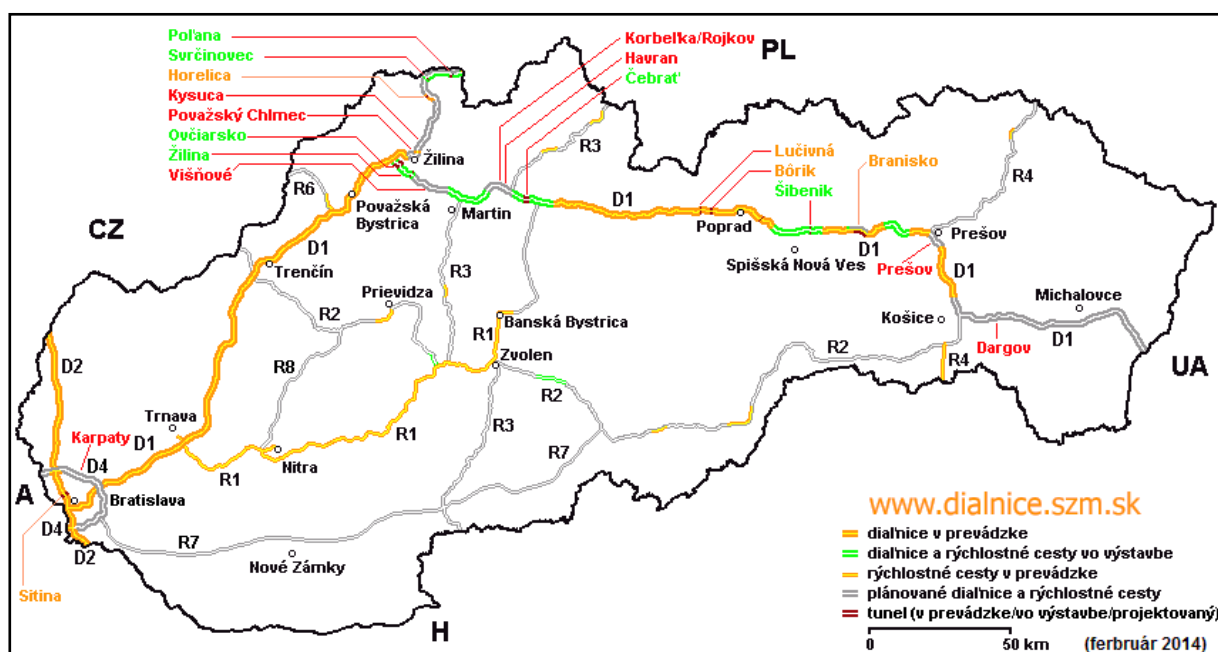
Diplomová práce samotná si klade za úkol zhodnotit zajištění stavební jámy při východním portálu tunelu Ovčiarsko a jeho vliv na celkovou stabilitu oblasti. Formou modelových výpočtů je v práci analyzován současný stabilitní stav stavební jámy. Úkolem práce je rovněž tvorba variantního návrhu zajištění čelní portálové stěny. Obě situace jsou v prostředí geotechnického programu MIDAS GTX NX zachyceny na 3D numerických modelech. Při jejich tvorbě byly zpracovány geodetické údaje za pomoci programů AutoCAD a Google SketchUp. Pro jejich doplnění bylo využito výkresové dokumentace. Vstupní parametry hornin, použité pro konstitutivní modely, byly převzaty z inženýrskogeologického průzkumu provedeného v zájmové oblasti. Některé chybějící charakteristiky použitých materiálů musely být doplněny hodnotami čerpanými z odborné literatury a technických listů.

Práce v jejím závěru hodnotí dosažené napěťo-deformační stavy a celkový stupeň stability portálové oblasti. Výsledky obou situací (skutečnost a variantní návrh) jsou porovnávány mezi sebou. Výpočtový model představující reálný stav je rovněž konfrontován s výsledky geotechnického monitoringu.

1.1 Výstavba tunelů na Slovensku

Pro lepší představu o zájmové lokalitě je vhodné se nejprve zmínit obecně o výstavbě tunelů na Slovensku. Ta je úzce spjata s budováním sítě dálnic na jeho území. Jedná se o dálniční tepny D1 až D4. Ty plní národně-hospodářský účel, ale jsou na druhé straně také součástí transevropské dálniční sítě ve směrech S-J a Z-V. Nejdelší z dálnic, D1, je součástí krétsko – helsinského dopravního koridoru č. Va - Terst – Bratislava – Žilina – Košice – Uzhgorod – Lvov. Slovenská dálnice D1 začíná v Bratislavě a pokračuje severovýchodním směrem přes města Trnava, Žilina, Poprad, Prešov a Košice, končí pak na státní hranici s Ukrajinou na hraničním přechodu Višné Nemecké – Uzhgorod. Po jejím dokončení bude přes 516 km dlouhá, přičemž nyní je v provozu úsek délky 330 km.

V současné době jsou dokončeny a v provozu 4 dálniční tunely a 8 jich je ve výstavbě. Jedná se o tunely Ovčiarsko, Žilina, Čebrať, Šibenik, Svrčinovec, Poľana, Považský Chlmec a Višňové. Poslední zmiňovaný přitom bude po jeho dokončení se svojí délkou 7520 m nejdelší z nich. Do budoucna je počítáno ještě s 22 dalšími tunely, které se však zatím nacházejí ve fázi přípravy. Dálniční tunely na Slovensku jsou přehledně zakresleny na Obr. 1.



Obr. 1 – Přehled dálničních tunelů na Slovensku [4]

2. Tunel Ovčiarsko



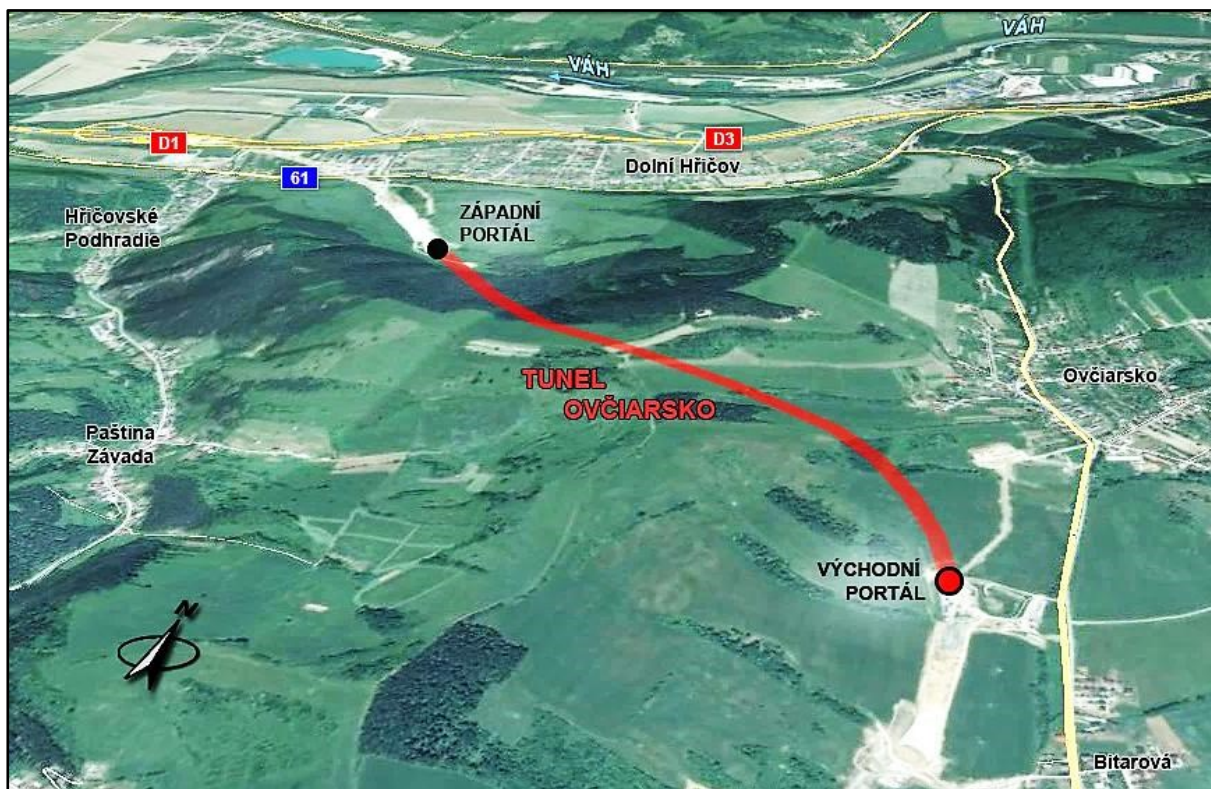
Obr. 2 – Tunel Ovčiarsko na úseku dálnice D1 Hričovské Podhradie - Lietavská Lúčka
(mapový podklad: mapy.cz)

2.1 Základní údaje

Tunel Ovčiarsko je součástí dálnice D1 a nachází se na úseku Hričovské Podhradie - Lietavská Lúčka v kraji Žilina, k.ú. Dolný Hričov, Slovenská republika. Širší vztahy jsou znázorněny na Obr. 2. Dálniční úsek má délku 11,317 km a na jeho trase bude 11 mostů a mimo tunel Ovčiarsko taktéž tunel Žilina. [5]

Dálniční tunel Ovčiarsko prochází pohořím Strážovských vrchů a po jeho dokončení bude mít délku 2 367 m. Tunel je tvořen dvěma tubusy raženými novou rakouskou tunelovací metodou souběžně ze západního a východního portálu (Obr. 3). Vzdálenost jednotlivých tunelových rour je variabilní a v místech příčných propojení se pohybuje od 43,5 do 45,4 m. [6]

Zhotovitelem stavby je Sdružení Ovčiarsko, které zastupují společnosti Doprastav a.s., Strabag s.r.o., Váhostav – SK a Metrostav a.s. Výstavba tunelu oficiálně započala 20. března 2014.



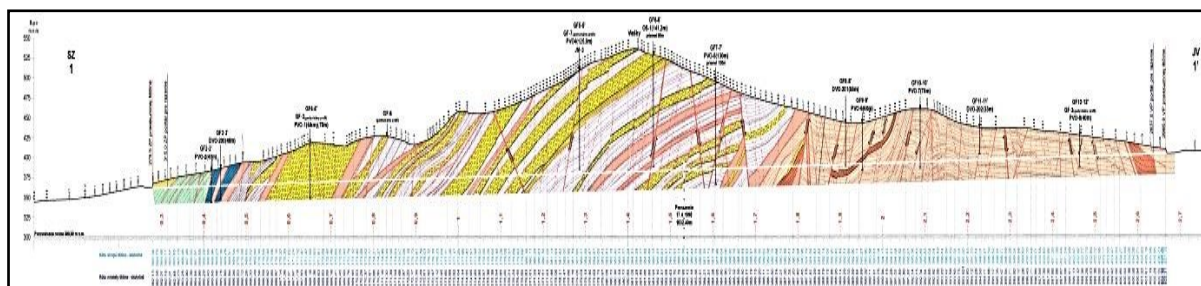
Obr. 3 – Tunel Ovčiarsko, družicový snímek (upraveno autorem, zdroj: Google Earth)

2.2 Geologické podmínky

Geomorfologické poměry, kudy vede dálnice D1, jsou obecně komplikované, jelikož trasu doprovází výrazně členitý terén. Zájmová lokalita se nachází v pohoří Strážovské vrchy, jež jsou součástí Fatransko-tatranské oblasti.

Tunel je situovaný v zóně tektonického styku vnějších a vnitřních Západních Karpat. Horninový masiv tunelu Ovčiarsko je zastoupen dvěma základními tektonickými jednotkami. Zaprvé Manínskou jednotkou (mezozoikum) z flyšových souvrství obalu bradlového pásma, které tvoří slíny, slínovité břidlice, vápenné jílovce, pískovce a písčité vápence. Horniny jsou zde tektonicky porušené. V další řadě je zastoupen vnitrokarpatským paleogénem s flyšovým souvrstvím paleogenního komplexu.

V dubnu roku 1998 byla proražena první průzkumná štola v délce 2275 m, díky níž byl zhotoven základní geologický profil po trase tunelu Ovčiarsko (Obr. 4).



Obr. 4 – Geologický profil tunelu Ovčiarско

2.2.1 Geotechnické zhodnocení

Při interpretaci výsledků průzkumu byly vyčleněny sdružené geotechnické bloky a masív byl rozřazen na geotechnické úseky označené symboly G0 až G3. Symbol G0 představoval portálové oblasti tunelu. V ní se vykytují kvartérní zeminy, které jsou zastoupeny jíly střední a vysoké plasticity F6/CL a F8/CH převážně tuhé konzistence. U obou portálů byly zaznamenány zvětralé až rozložené předkvartérní horniny. U ZP představovaly tyto horniny jílovce, při VP jimi pak vápnité jílovce mezozoika. Tyto horniny jsou obecně citlivé na kontakt s vodou, při níž dochází k degradaci geotechnických parametrů a zvýšené možnosti vzniku svahových deformací. Předpokládá se zde však také výskyt zdravých vrstev v hloubkách větších než 10 m. Při ražbě ze ZP na VP hrozí riziko nestability čelby u kaloty vlivem nepříznivé orientace vrstevnatosti masivu směrem do výrubu. V masivu se objevuje převaha vrstev pískovců a slepenců s různým stupněm litifikace. Tmely těchto hornin mohou být dolomitické nebo karbonátické.

2.3 Hydrogeologické podmínky

Při ražbě tunelových tubusů se předpokládají okamžité přítoky s vydatností nad 20 l/s, lokálně pak i 30 l/s. Po vyražení se v obdobích největších dotací srážek nebo v období jarního tání sněhu čeká rovněž přítok až 30 l/s. Mimo tato období odtok pouze 10 – 20 l/s. Nejnepříznivější hydrogeologické poměry jsou v oblasti východního portálu (viz kap. 2.5.2).

V sesuvných sedimentech se vyskytovala podzemní voda s napjatou hladinou. Tato situace se však zlepšila pouze částečně drenážní funkcí průzkumné štoly. V průběhu realizace ražby se proto doporučovalo zhotovování systému horizontálních odvodňovacích vrtů do masívu.

2.4 Technické parametry tunelu

Technické řešení tunelové roury je navrhnuté tak, aby definitivní ostění tunelu odpovídalo životnosti minimálně 100 let. Tunel Ovčiarsko je projektován pro dálniční dopravu. Průjezdny průřez je kategorie 2T – 8,0 m dle STN 73 7507 s jednosměrným provozem. Průjezdná výška činí 4,80 m, přičemž délka jižní tunelové roury (dále JTR) bude dosahovat 2367 m a severní tunelová roura (dále STR) bude o 7 m kratší. Tím tunel splňuje střední délkovou kategorii normy STN. Návrhová rychlost tunelu je 80 km/hod. Výškové vedení trasy je 1,70 ‰ (JTR), resp. 1,68 ‰ (STR) a příčný sklon se pohybuje od 0° do 4,7°. Při portálech dosahuje příčný sklon úhlu 2,5°. Hloubená část STR je 60 m a u JTR hloubení představuje délku 47 m. Zbývající část tunelu je cyklicky ražena Novou rakouskou tunelovací metodou dle vystrojovacích tříd s horizontálně dělenou čelbou (kalota, stupeň, dno). Tunel se začal razit dovrchním způsobem ze ZP na podzim roku 2014. K 20. srpnu 2014 je datován počátek ražby z východního portálu.

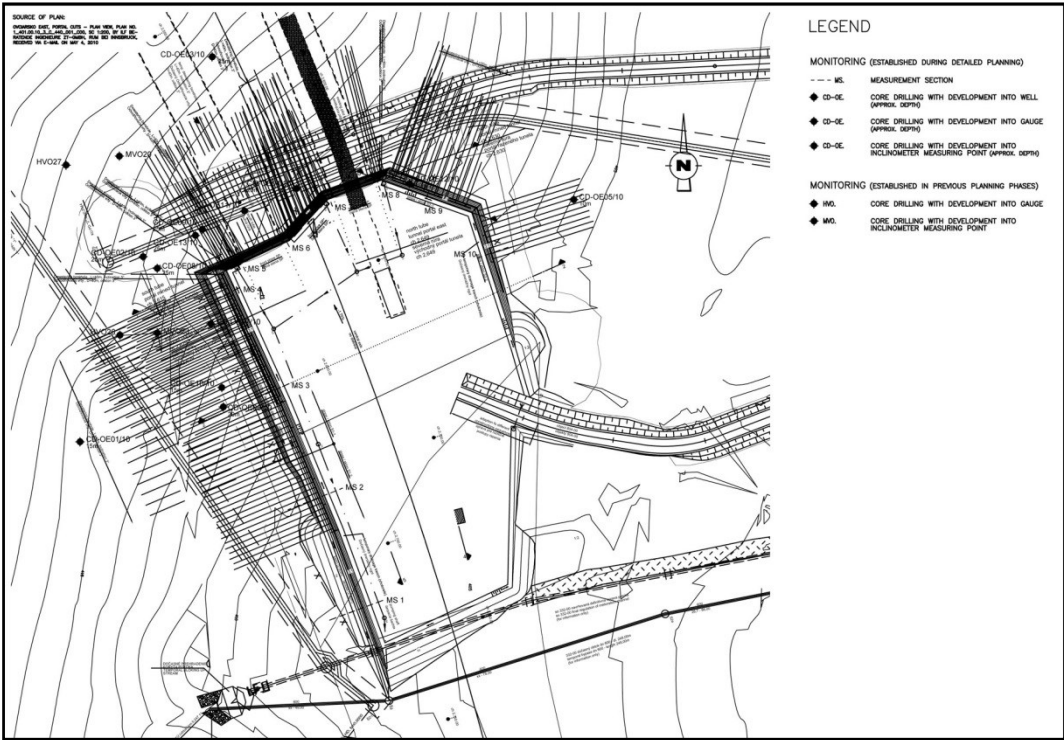
2.5 Východní portál tunelu Ovčiarsko



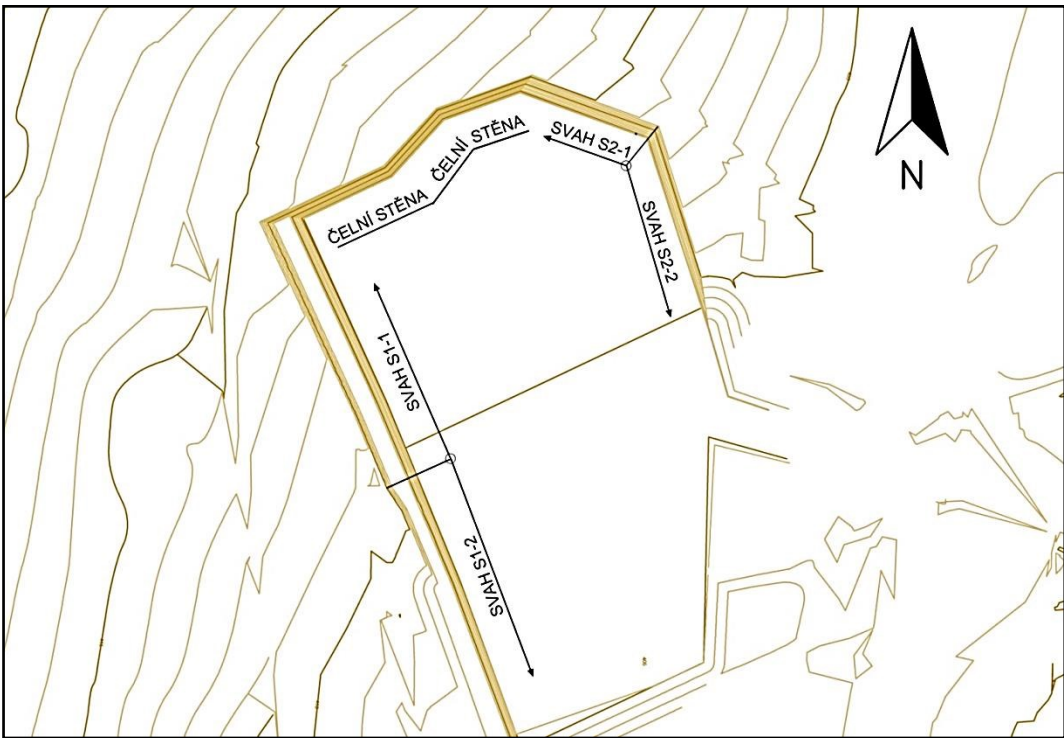
Obr. 5 – VP tunelu Ovčiarsko – letecký snímek (foto: Ing. Milín Koňuščák, 29. 6. 2014)

2.5.1 Základní informace

Výstavba východního portálu tunelu Ovčiarsko probíhala v letech 2010-2011. Na budování tohoto portálu se podílela rakouská společnost Alpine Bau pod vedením Hochtief PPP Solutions. Se samotnou ražbou tunelu se však započalo až o 3 roky později. Jelikož se ale na stavbě tunelu Ovčiarsko v současné době podílí jiné sdružení společností (Sdružení Ovčiarsko), není k samotnému průběhu výstavby východního portálu příliš mnoho informací. Zcela se postrádá dokumentace DSRS z roku 2010. Hlavním zdrojem, o který se dalo opírat, tak zůstala výkresové dokumentace. Tu tvořil výkres situace (*Obr. 6*) a několik typických řezů stavební jámy. Ze situačního výkresu bylo čerpáno výhradně při tvorbě geometrie přilehlého svahu. Pro výkresovou dokumentaci bylo zavedeno značení jednotlivých stěn (svahů) stavební jámy. Jelikož je v diplomové práci na tato členění odkazováno, jsou přehledně uvedeny na *Obr. 7*.



Obr. 6 – Východní portál tunelu Ovčiarsko – situace vč. GTM



Obr. 7 – Východní portál tunelu Ovčiarsko – členění stavební jámy

Východní portál byl vybudován jako zářez s čelní portálovou stěnou ve sklonu 5:1 s potřebnou minimální výškou nadloží nad raženým tunelem. Severní tunelová roura východního portálu se nachází na km 2,63000 tunelu Ovčiarsko, JTR na 2,615 00 km.

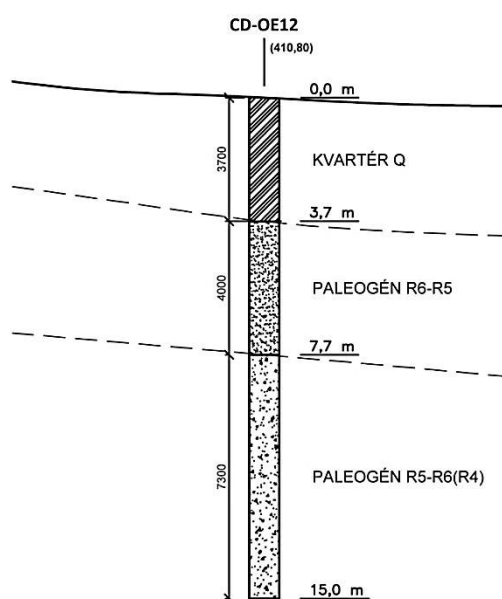
Stabilita čelní portálové stěny, levého a pravého boku stavební jámy, je zabezpečena především zemními lanovými kotvami, které jsou spojené kotevními prahy. Dalšími stabilizujícími prvky východního portálu jsou zeminové hřebíky a stříkaný beton. Boční stěny stavební jámy jsou ukloněny v poměru 3:1 a částečně svahované se zelenou úpravou. Zářez byl otevírán směrem shora a byl postupně zabezpečován svahováním. Podrobněji se uvedenými zajišťovacími prvky a jejich parametry zabývají následující kapitoly.

Území nad portálem je náchylné k svahovým deformacím, proto byly za účelem odvodnění horninového prostředí v průběhu výstavby prováděny ve stěnách stavební jámy subhorizontální odvodňovací vrty délky od 30 do 40 m. K odvodnění stavební jámy rovněž sloužily drenážní rigoly zhotovené podél stěn a zpevněné stříkaným betonem.

2.5.2 Geologické a hydrogeologické poměry

Geologickým průzkumem byl zjištěn nepříznivý sklon vrstevnatosti, který činí 12-15° směrem po svahu. Dále byly zaznamenány v zájmovém území zóny zvětrání jílovců sahající do hloubky 13-15 m. Hodnota indexu RQD je pro ně velmi nízká až nízká (0 až 50%). Nepříznivě působí i objemová nestálost jílovitých zemin a také zmiňovaných jílovců. Ta se projevuje nejenom vysokou smrštitelností v obdobích sucha, ale naopak též bobtnáním v deštivých měsících. Zvláště pak, když vlhkost na mezi tekutosti $w_L > 50\%$. Nad projektovanými tunelovými rourami, především v jejich ústí, se vyskytuje nízké nadloží horninových vrstev.

Pro IGP byla zhotovena řada průzkumných vrtů (např. vrt CD-OE12 na *Obr. 8*), které mapovaly geologii v okolí portálové oblasti. Na základě vrtné prozkoumanosti dané lokality byly stanoveny 4 kvazihomogenní vrstvy hornin, jimž byly přiděleny příslušné geotechnické parametry. Tyto geologické vrstvy jsou zachyceny na několika typických příčných a podélných řezech stavební jámou (viz. *Výkresy č. 1 až 3*). Geotechnickými parametry horninových vrstev se podrobněji zabývá kapitola 3.2 věnovaná tvorbě numerického modelu.



Obr. 8 – Průzkumný vrt CD-OE12

Hladina podzemní vody byla po naražení ustálena v hloubce 2,6 m. Jedná se o akumulovanou PV s napjatou hladinou se vztlakem místy až 3,0 m nad terén. Tato tlaková voda negativně ovlivňovala inženýrskogeologické vlastnosti hornin. K částečnému zlepšení této situace došlo osazením portálové oblasti odvodňovacími vrtvy VV-1 a VV-2 a také díky drenážní funkci průzkumné štoly.

2.5.3 Geotechnické problémy

Před realizací ražených tunelů nebyla k dispozici dokumentace východního portálu DSRS z roku 2010 a k dispozici bohužel není ani GTM monitoring, který byl prováděn v průběhu výstavby. Z toho důvodu není žádná informace o tom, jak se chovala konstrukce v letech 2009 až 2010. Projektant a zhotovitel stavby však po dobu přípravy PPP projektů měl za to, že odevzdaná konstrukce je stabilní. Konstrukce také při převzetí nevykazovala známky poruch.

Krátce po začátku ražby JTR z východního portálu, dne 23. 8. 2014, byla zpozorována porucha na pravé straně od této tunelové roury (*Obr. 9*). Následovalo překročení varovných stavů, načež došlo k přijetí návrhu opatření vyplývajících z jejich překročení. Ty byly rozděleny do třech fází. V 1. řadě bylo přikročeno k technickým pracím na portálu. V 2. fázi byly vypracovány stabilitní výpočty, které vypracovala firma Geofos, s.r.o. Poslední fází byl návrh dodatečného projekčního opatření realizované firmou Basler&Hofmann SK, s.r.o. Projektantem byly vypracovány 3 alternativní možnosti řešení sanace portálové stěny s následnou ražbou tunelu. Bylo přistoupeno k jeho 1. variantě: „Sanace portálové stěny – realizace opatření na opravu portálové stěny a ražení z původního zarážkového bodu z DSP“.

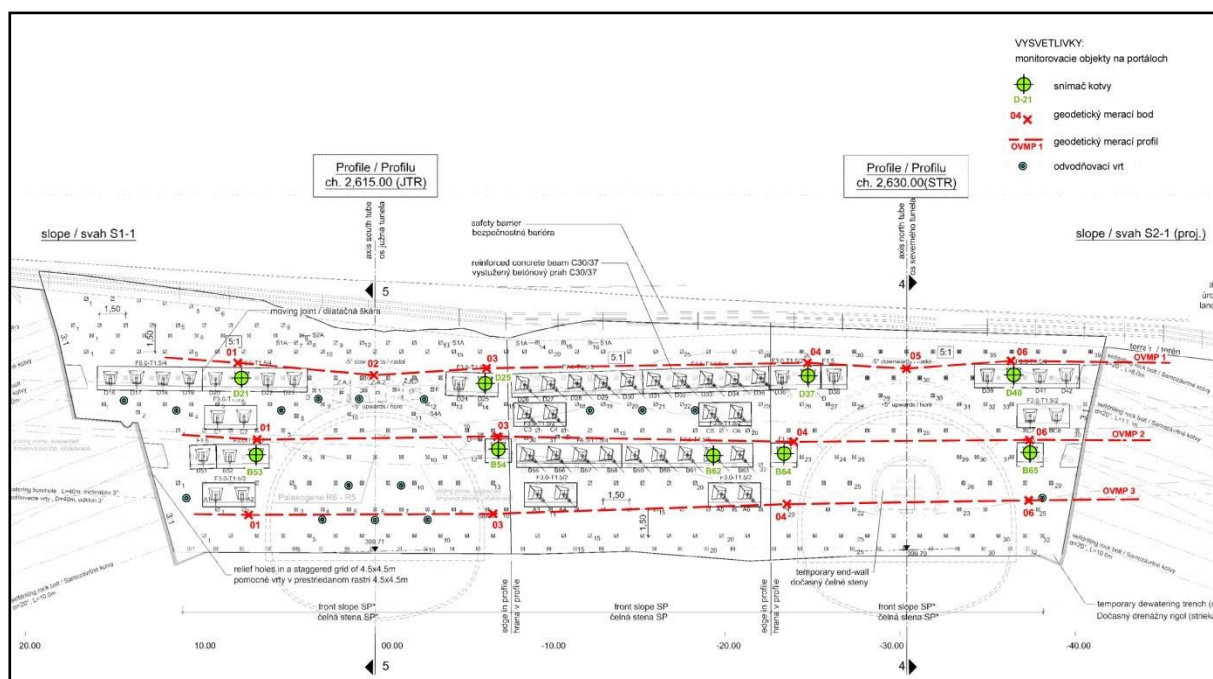


Obr. 9 – Trhlina při JTR východního portálu tunelu ke dni 25. 8. 2014

2.5.4 Geotechnický monitoring

Geotechnický monitoring umožňuje během výstavby získávat průběžně objektivní poznatky o interakci mezi stavbou a horninovým prostředím. Účelem provádění GM u východního portálu tunelu Ovčiarско bylo sledování stability území a účinnosti stabilizujících prvků stavební jámy. Monitorovací síť rovněž umožňuje v budoucnu porovnávat dlouhodobý účinek sanačních opatření. Před realizací ražených tunelů nebyl bohužel z výše uvedených důvodů k dispozici GT monitoring VP z let 2009-2010. Z důvodů chybějících dat z GTM tudíž nemůžeme posoudit, jak se konstrukce VP chovala v době jeho realizace.

V srpnu roku 2014, kdy se začala razit jižní tunelová roura z východního portálu, došlo k osazení 1. konvergenčního profilu v tunelu a bylo provedeno jeho nulté měření. Pouhé 3 dny na to v reakci na zmíněnou poruchu byly zavedeny další prvky GTM. Jednalo se o vykonávání geodetických měření po 12hodinových cyklech, měření napětí na kotvách pomocí dynamometrů a nadále probíhalo měření KVG profilu. Brzy na to bylo zjištěno překročení varovných stavů, následovalo zastavení ražby a byl přijat návrh opatření vyplývající z překročení varovných stavů GTM (*kap. 2.5.3*).



Obr. 10 – Realizační projekt GTM východního portálu tunelu Ovčiarско, čelo portálu

3. Analýza současného stabilitního stavu stavební jámy

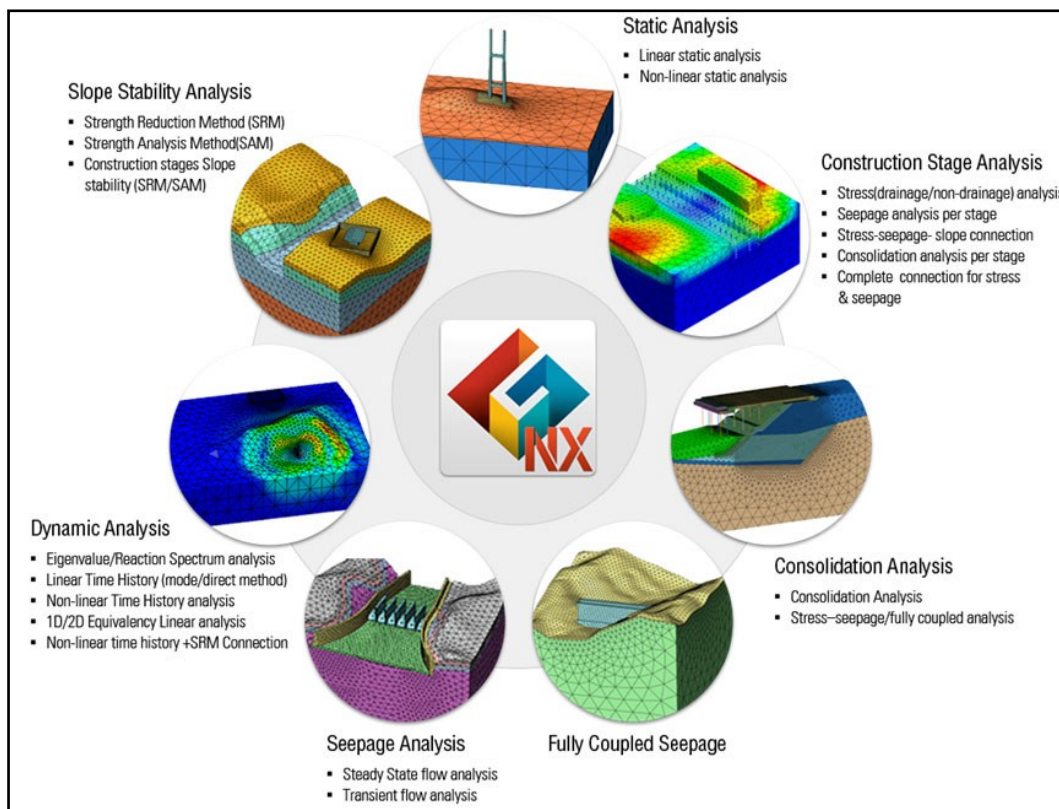
Jedním z úkolů této diplomové byla tvorba matematického 3D modelu, na jehož základě měla být zhodnocena celková míra stability východního portálu. Za výchozí stav byla zvolena situace před přijetím sanačních opatření. Tedy ta, která předcházela dosažení varovných stavů při započatí ražby JTR. Příslušný matematický model tak mohl poskytnout odpověď na to, zda-li již tato situace byla z hlediska stability nevyhovující nebo napak. Za pomoci numerických metod založených na MKP tak mělo být zjištěno, zda-li napět'o-deformační stav a celková stabilita modelu bude odpovídat reálné situaci, případně jak se budou obě situace lišit.

3.1 O softwaru Midas GTS NX

Pro analýzu řešeného geotechnického problému bylo využito výpočtového systému GTS NX společnosti MIDAS Information Technology (MIDAS IT). Ta se od roku 1989 primárně zaměřuje na vývoji programů pro strojní inženýrství, pozemní a podzemní stavitelství.

Jedním z geotechnických programů, který byl touto společností vyvinut pro potřeby geotechnického modelování je právě program MIDAS GTS NX. Jedná se o komplexní analytický systém metody konečných prvků sestavený pro účely návrhu a posuzování geotechnických konstrukcí. Je vhodný pro modelování hlubinných základů, výkopů a stavebních jam, tunelových systémů, ale také při konsolidačních a dynamických analýzách stability svahů, vlivů seismického zatížení aj. (*Obr. 11*)

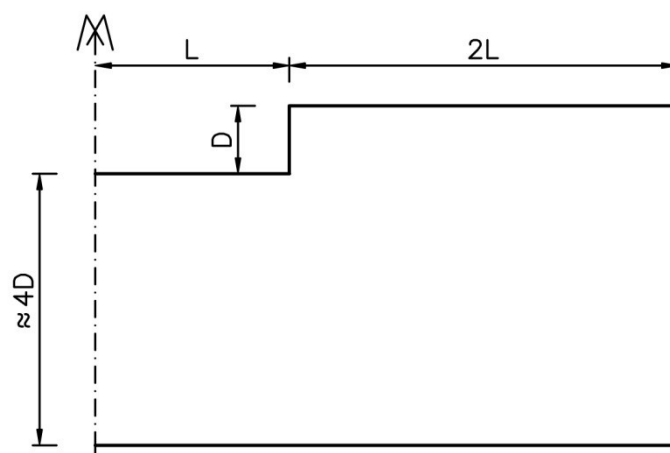
MIDAS GTS NX navazuje na předchozí geotechnický software a nabízí především rychlejší analýzu výpočtů, ale také přívětivější uživatelské prostředí. Software nabízí modelování ve 2D i 3D rozhraní.



Obr. 11 – Přehled geotechnických aplikací softwaru MIDAS GTS NX

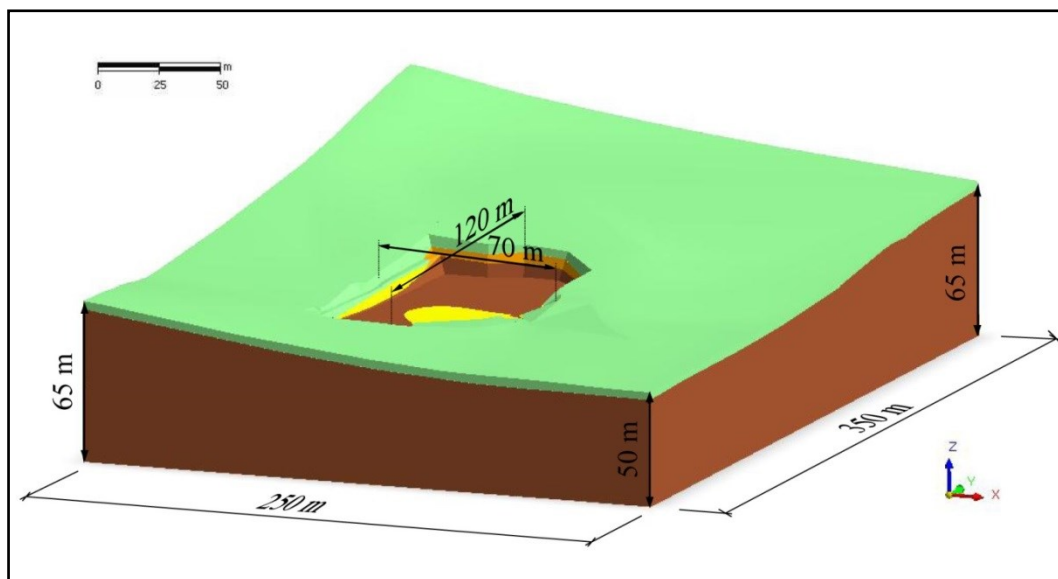
3.2 Tvorba modelu

Před přistoupením k samotné tvorbě modelu je vhodné mít již dobrou představu o tom, jaké budou hranice modelu. Jelikož při provádění průzkumných vrtů v zájmové lokalitě nebyla nalezena v podloží dostatečně tuhá a prakticky nedeformovatelná hornina, byly hranice modelu stanoveny v dostatečné vzdálenosti od stavební jámy tak, aby nedocházelo k ovlivnění výpočtů okrajovými podmínkami matematického modelu. Výjimkou je jižní strana modelové situace, kde může teoreticky dojít k částečnému ovlivnění výsledků pro její bližší vzdálenost k hranicím modelu. I přes to mluvíme o vzdálenosti větší než 50 m a navíc se zde jedná o úsek, který se nachází mimo oblast, která je předmětem zkoumání (čelní stěna portálu tunelu). Při stanovování rozsahu modelu byly ctěny doporučené minimální hodnoty pro nevyztuženou stavební jámu (*Obr. 12*).



Obr. 12 – Doporučený rozsah modelu pro nevyztuženou stavební jámu

Velikost 3D modelu a půdorysné parametry stavební jámy jsou vyznačeny na *Obr. 13*.



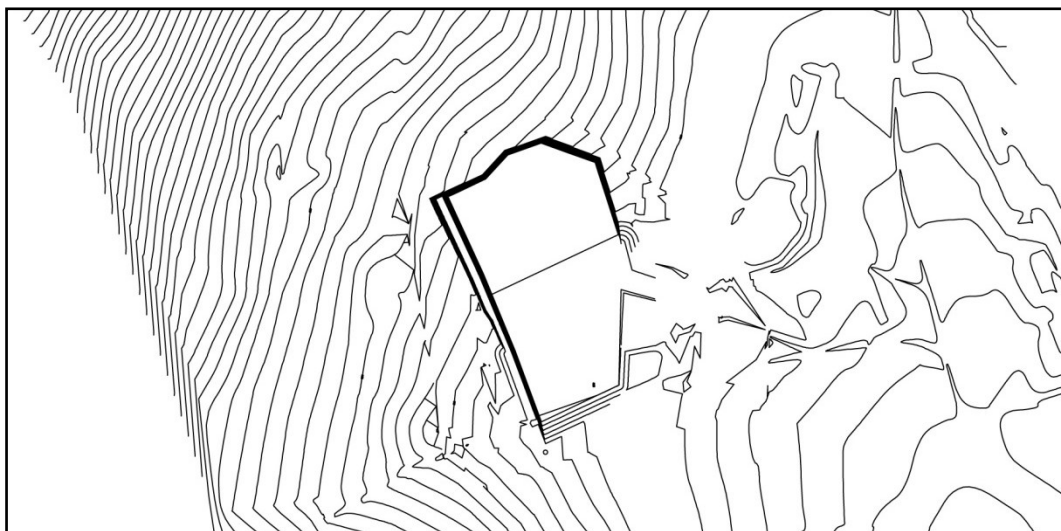
Obr. 13 – Rozsah 3D modelu

3.2.1 Tvorba a úprava povrchů

Tvorba povrchů je velmi důležitou činností při vytváření matematických modelů. Je třeba zajistit dostatečně přesné měřičské podklady, ale zároveň je třeba přistoupit k určité míře generalizace celé situace, jelikož jsme při modelování limitováni výkonem použité výpočetní techniky.

Pro tvorbu povrchu přilehlého svahu a samotného východního portálu tunelu byl využit program Google SketchUp. Ten byl zvolen pro jeho uživatelskou jednoduchost při tvorbě 3D modelů a taktéž možnost importu a exportu 3D DXF souborů. To byl předpoklad pro úspěšný převod modelu mezi programy AutoCAD, MIDAS GTS NX a Google SketchUp.

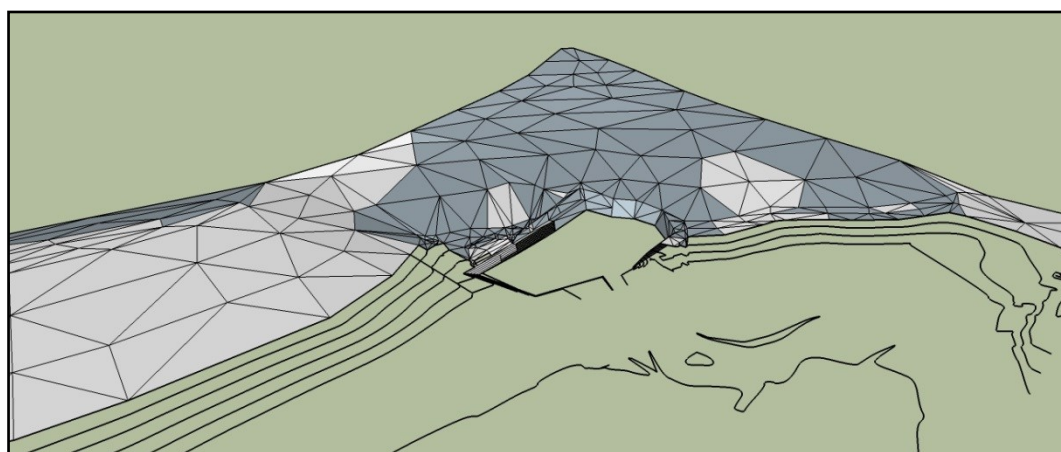
Podkladem pro vytvoření povrchů byl původní situační výkres VP z listopadu roku 2010, kde byl svah i samotná stavební jáma zachycena za pomoci vrstevnic s ekvidistancí po 1 m (Obr. 14).



Obr. 14 – Zjednodušená situace se zakreslením vrstevnic

Aby nebylo dosaženo příliš velkého množství konečných prvků při generování sítě, bylo přistoupeno k zjednodušení celé situace. Pro model svahu bylo výhradně využito vrstevnic o výškovém rozdílu 5 m a jejich křivky byly nahrazeny křivkami složenými z přímějších úsečků.

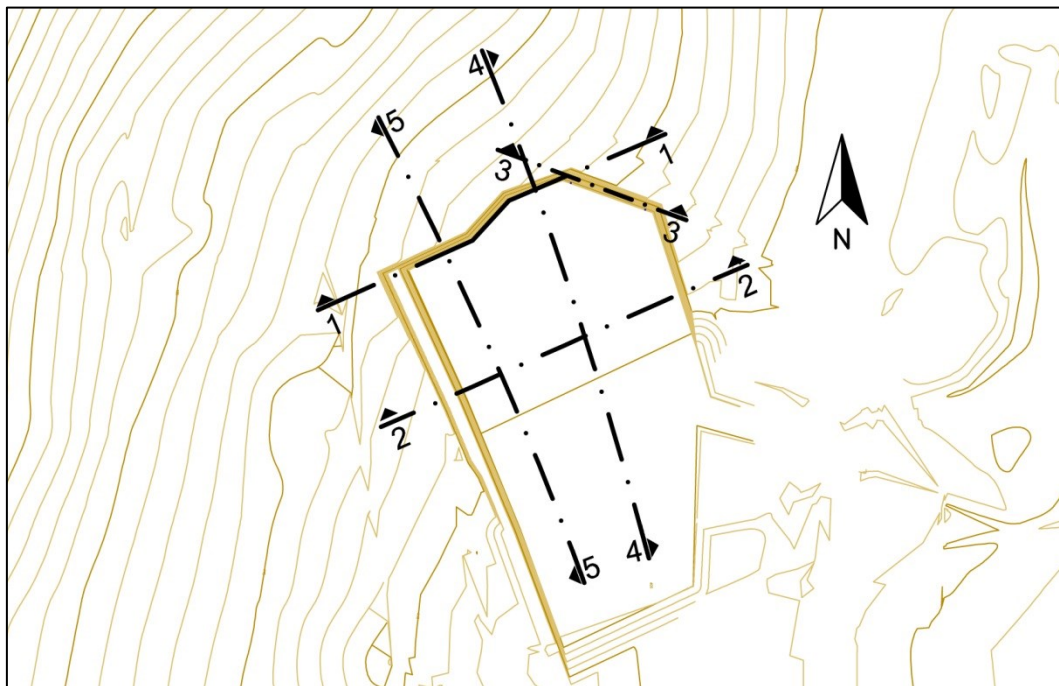
Následně byly vytvořeny převážně trojúhelníkové polygony spojující jednotlivé izolinie (*Obr. 15*). Tímto způsobem byl vytvořen nejprve povrch terénu.



Obr. 15 – Tvorba povrchu terénu modelové situace v programu SketchUp

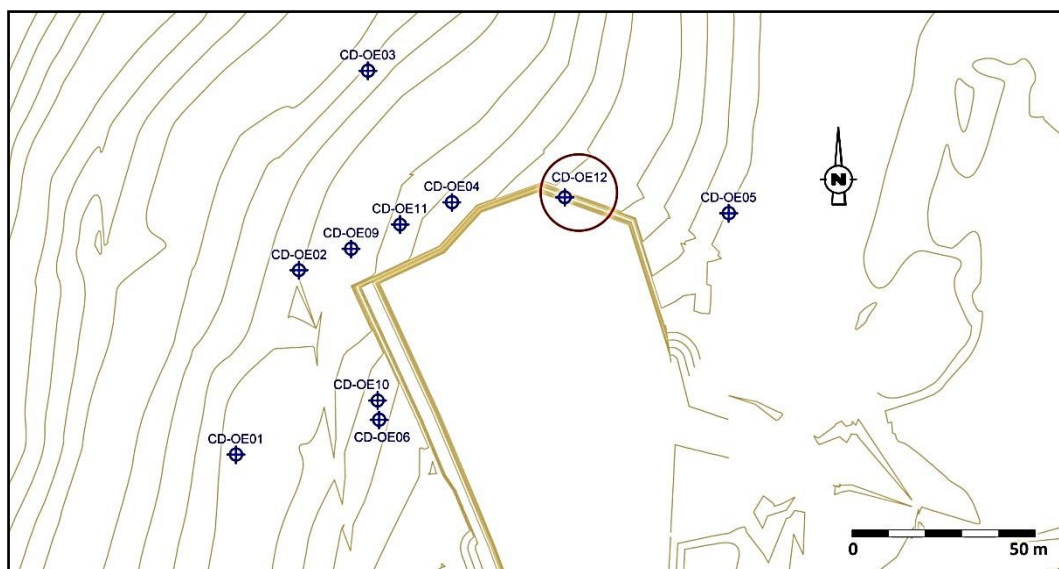
Stejný postup byl praktikován u tvorby povrchů jednotlivých geologických vrstev. Zde bylo nutné vyjít z geologické situace zachycené na několika typických řezech (jejich umístění na *Obr. 16*). Řez 4-4 prochází osou projektované severní tunelové roury s pohledem na levý bok portálu ve směru staničení trasy tunelu. Naopak řez 5-5 je umístěn do osy jižního tubusu a zachycuje mimo pravého boku portálu taktéž geologickou situaci za čelem portálové stěny.

Řezy 1-1, 3-3, 4-4 a řez 5-5 jsou uvedeny v přílohouvé části diplomové práce na výkresech č. 1, 2 a 3.



Obr. 16 – Vybrané příčné a podélné řezy VP tunelu Ovčiarsko

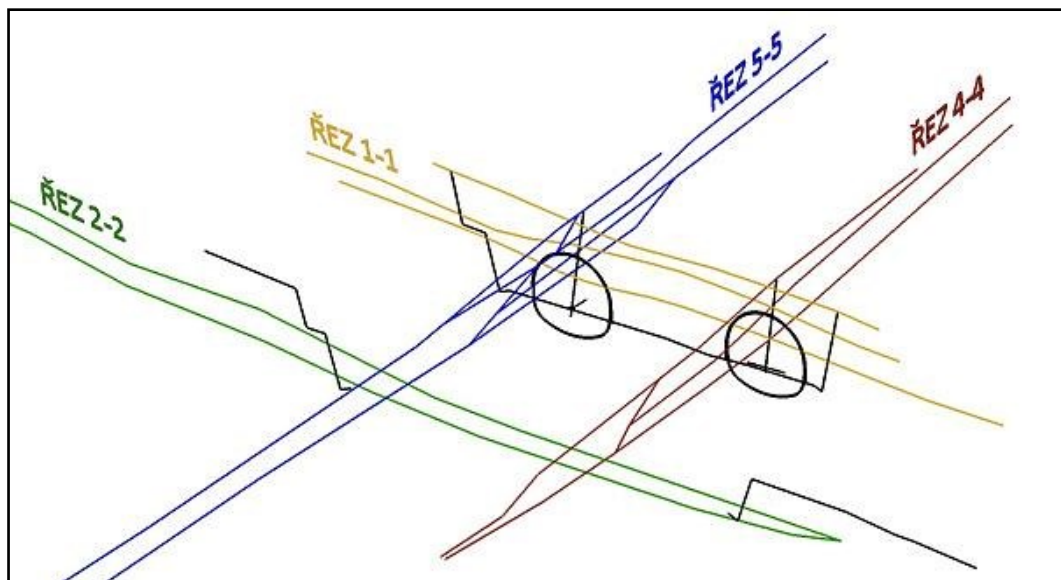
Pro zachycení mocnosti geologických vrstev bylo provedeno na 10 průzkumných vrtů, jejichž rozmístění je patrné na Obr. 17. Hloubka vrtů se pohybovala od 10 do 25 m.



Obr. 17 – Rozmístění průzkumných vrtů – vyznačený vrt CD-OE12

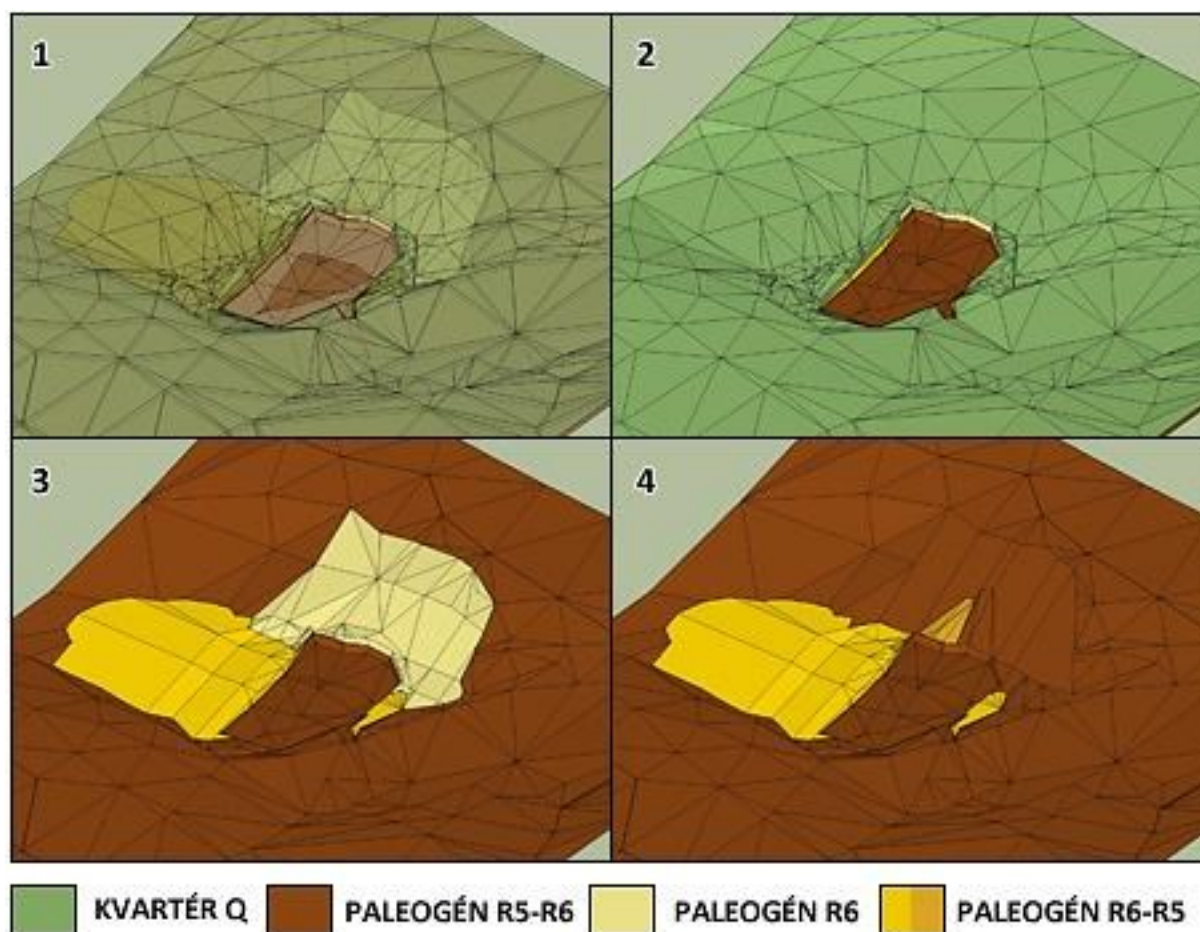
Pomocí těchto 4 řezů (Obr. 16) bylo nutné překlomit geologii z dvourozměrné do prostorové situace. Zde se uplatnil nejprve program AutoCAD, z kterého byly následně

exportovány všechny řezy do softwaru Google SketchUp. Ještě předtím však muselo být přikročeno k správné lokalizaci řezů do stavební jámy. Dobře patrné umístění řezů v prostoru je na *Obr. 18*, kde jsou pro přehlednost černou barvou vyznačeny vybrané hrany portálových stěn a také tunelové tubusy, jak jsou zachyceny v řezu 1-1.



Obr. 18 – Geologické vrstvy zachycené na jednotlivých řezech

V další fázi musela přijít na řadu do jisté míry i kreativita, jelikož sobě jednotlivé řezy ve svých průnicích ne vždy dokonale odpovídaly. V těchto případech bylo většinou přistupováno k interpolaci mezi rozdílnými hodnotami výšek hladin geologických vrstev. Jelikož velikost modelu značně přesahovala dosah prozkoumanosti oblasti vrtnými sondami, bylo zapotřebí průběh geologických vrstev extrapolovat. Někdy se ovšem nejevila lineární extrapolace jako nejvhodnější nástroj, a proto bylo nutné se občas spolehnout pouze na uvážený odhad. Vlivem těchto kroků mohlo dojít k určitým nepřesnostem. Avšak kdyby bylo přikročeno k homogenizaci těchto vrstev namísto snahy odhadnout jejich průběh, domnívám se, že by byl model zatížen podstatně větší chybou. Na obrázku č. 19 je patrné, jak se podařilo namodelovat jednotlivé geologické vrstvy v okolí stavební jámy.



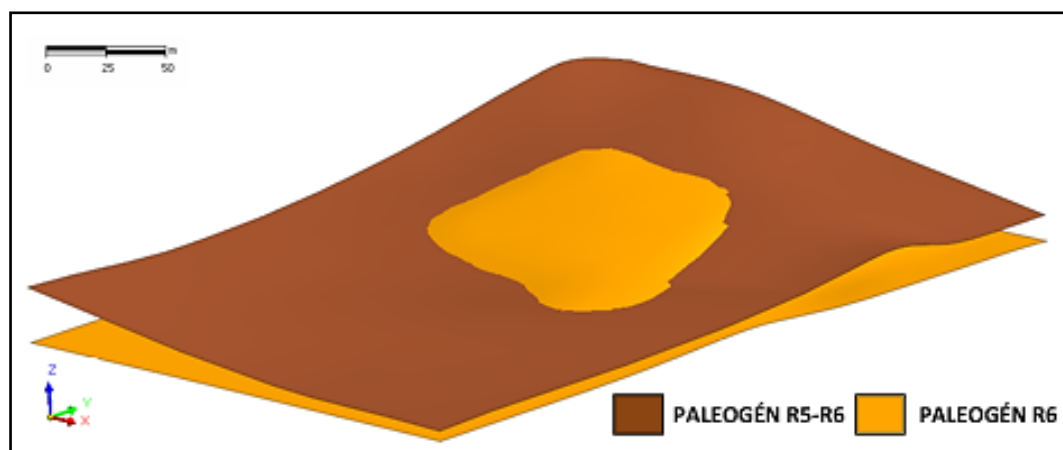
Obr. 19 – Geologické vrstvy v okolí stavební jámy

1 - 3D model geologických vrstev – transparentní; 2 - 3D model geologických vrstev;

3 - model bez vrstvy kvartéru; 4 - model bez vrstvy R6

Původním záměrem bylo převést tento model do formátu *.dxf a následně importovat do programu MIDAS GTS NX. Bohužel se ale tento postup neukázal jako příliš vhodný. A to hned z několika důvodů. Při importu docházelo ke ztrátám dat a plošné prvky byly převedeny pouze na liniové. Proto by následná tvorba povrchů z liniových prvků byla velmi neefektivní. Navíc by takto vytvořený povrch svojí složitostí zbytečně komplikoval tvorbu sítě konečných prvků. Na tvorbu členitých povrchů při určité míře generalizace se ukázal nakonec velmi vhodný nástroj *Grid Face*. Tento nástroj umožňuje tvorbu zakřivených povrchů za pomoci hodnot výšek jednotlivých bodů obdélníkového rastru seřazených do matice velikosti $M \times N$. Přičemž M představuje počet hodnot ve směru osy x a naopak N počet hodnot ve směru y . Určením délek povrchu ve směru osy x a směru y je pak určena vzdálenost mezi jednotlivými body rastru. Ta je v každém půdorysném směru vždy konstantní.

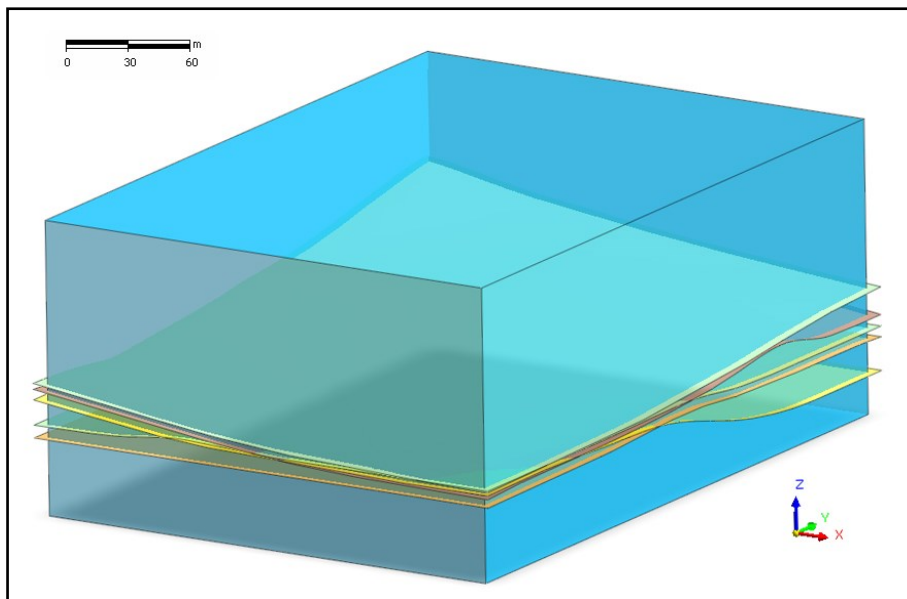
Půdorysné hranice modelu byly stanoveny na 250x350 m. Vzdálenost mezi jednotlivými body rastru činila 5x5 m. To znamená, že muselo být například pro povrch



Obr. 22 – Tvorba povrchů – prokládání 2 vrstev

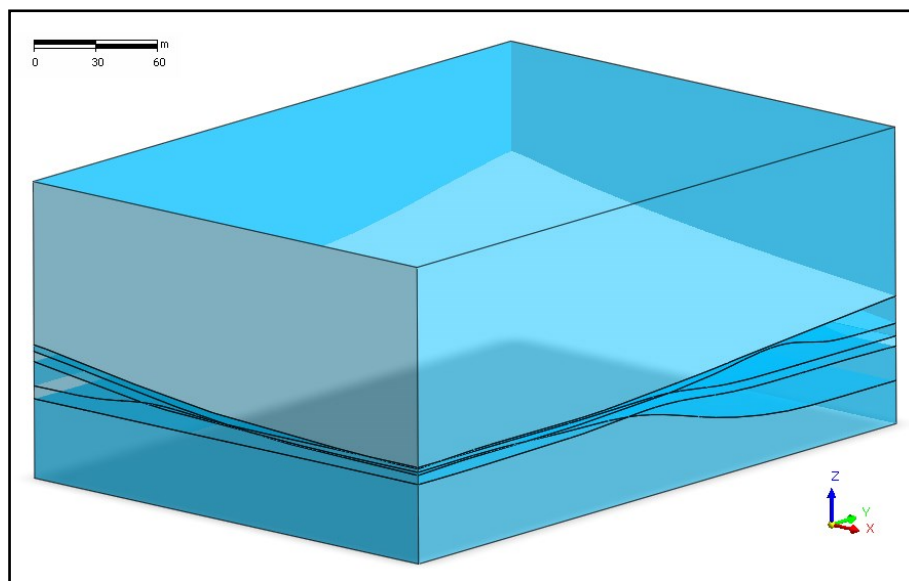
3.2.2 Tvorba objemů

Při vytváření objemů bylo rovněž využito systémových nástrojů programu MIDAS GTS NX. Lze postupovat několika způsoby, ale v mém případě se dala přednost vytvoření 3D tělesa nástrojem *Box* o rozměrech shodným s konečným rozměrem modelu. Jednotlivé plochy vrstev pak představovaly určité řezné povrchy, jimiž se tento objekt rozdělil na dílčí části odpovídající příslušným vrstvám.

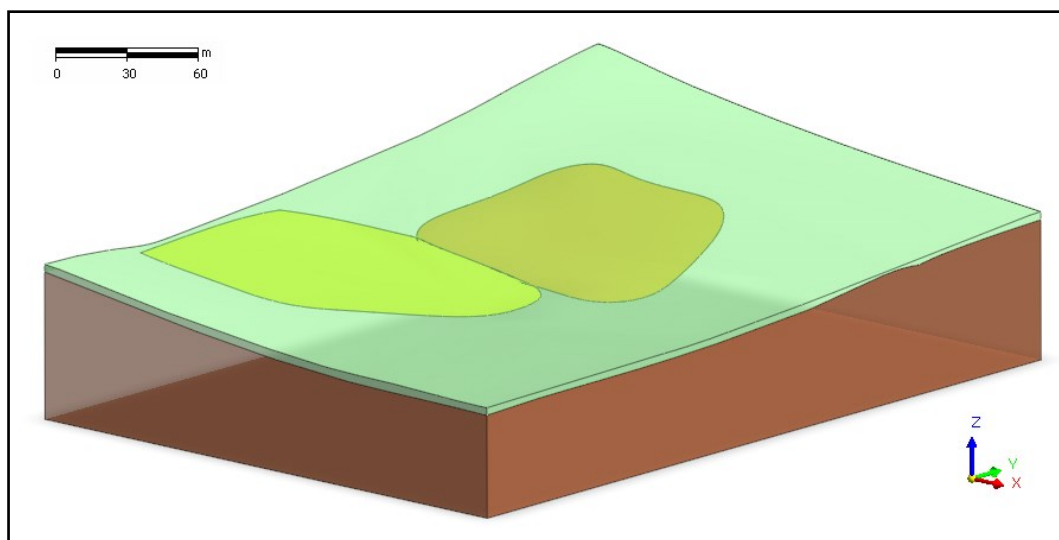


Obr. 23 – Tvorba objemů (MIDAS GTS NX)

Po vytvoření objemů náležících jednotlivým geologickým vrstvám je nutné odstranit všechny nepotřebné části povrchů a objemů. Na *Obr. 23* je vidět stav před použitím nástroje *Divide*. Nezbytnou podmínkou pro použití tohoto nástroje je přesah řezných ploch vně děleného tělesa. Jelikož se s tímto kritériem předem nepočítalo, muselo se přikročit zpět k opětovné tvorbě povrchů dle výše uvedeného postupu. Tentokrát však došlo k jejich rozšíření (z každé strany o 5 metrů). Posléze se již mohlo přistoupit k rozčlenění tělesa. Pro ilustraci tohoto postupu slouží *Obr. 24* a *Obr. 25*.



Obr. 24 – Tvorba objemů – použití nástroje Divide

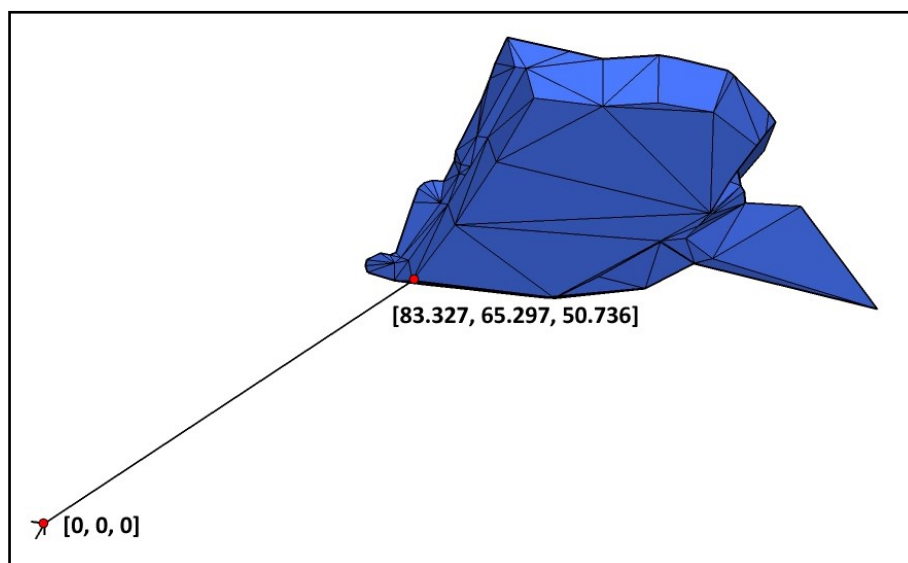


Obr. 25 – Tvorba objemů – dokončení tvorby geologických vrstev

Konečný objem všech vrstev činí přibližně $5\,481\,900\text{ m}^3$. Největší objemový podíl spadá na vrstvu podloží tvořenou třídou hornin R5-R6. Objem této vrstvy je $5\,092\,900\text{ m}^3$. Kvartérní pokryv dosahující průměrné mocnosti 3,3 m zaujímá objem $325\,300\text{ m}^3$. Paleogenní horniny třídy R6-R5 a R6 mají objemový rozměr $30\,700$ a 3300 m^3 .

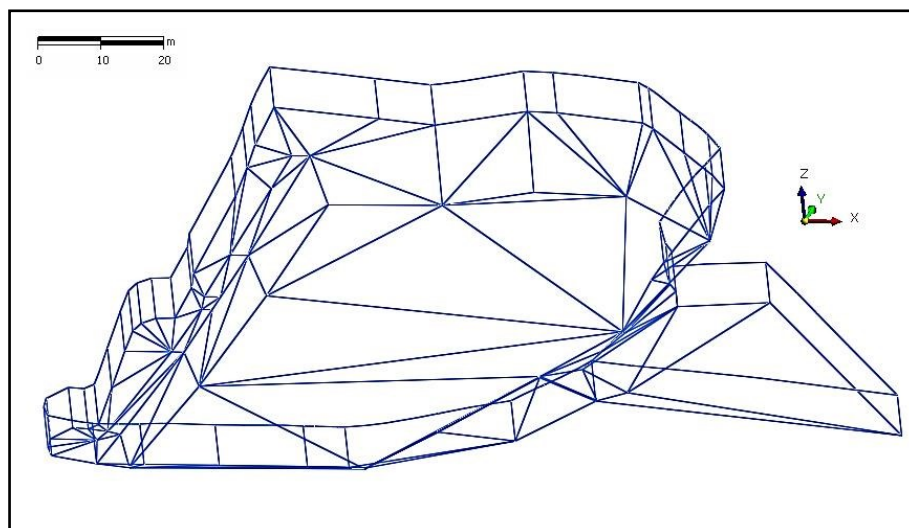
V další fázi modelování bylo nutné zachytit v modelu geometrii stavební jámy. Již dříve zmíněná situace VP zachycovala věrně především vrstevnice, kterých bylo využito pro základní zachycení geometrie portálu v prostoru. Pro korekci geometrických rozměrů posléze sloužily podélné a příčné řezy. V tomto případě bylo použito pro import dat do programu GTS NX formátu dwg. Jelikož se ale ne vždy podařilo importovat data ve stejných

souřadných soustavách, importované objekty někdy byly pootočené i mezi sebou, bylo více než vhodné zvolit vždy alespoň 2 body se známou lokalizací v prostoru (*Obr. 26*).



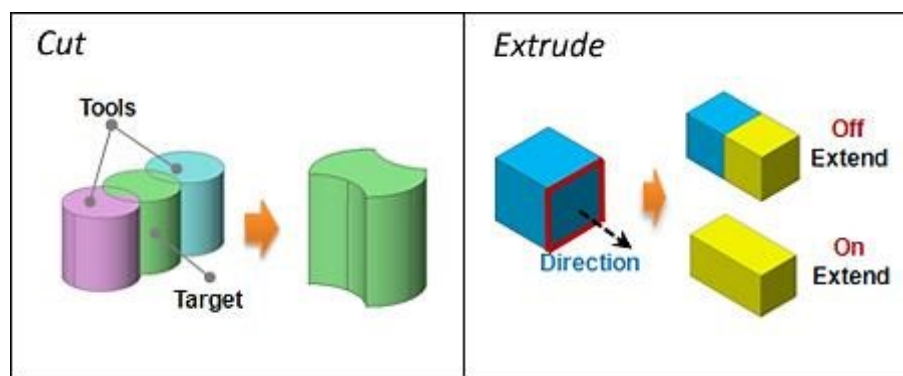
Obr. 26 – Model povrchu stavební jámy

Tímto způsobem se za pomoci několika dostupných transformačních nástrojů (*Translate/Rotate/Scale*) nakonec podařilo umístit importované objekty do správné pozice vzhledem ke globální soustavě souřadnic. Při tvorbě objemu stavební jámy bylo nutné především nalézt průnik hran stavební jámy s povrchem terénu. Bylo to z důvodu generalizace povrchu při jeho vytváření nástrojem *Grid Face*. Takto vznikl totiž nový povrch, na který již nenavazovaly hrany stavební jámy zcela dokonale. Ačkoliv se dá mluvit o rozdílech v geometrii v řádech několika centimetrů, i ty by mohly způsobit následné problémy při dodatečné tvorbě geometrie. Také generování sítě konečných prvků by bylo velice komplikované. Aby se tedy předešlo zmíněným problémům, muselo dojít k rozšíření geometrie stavební jámy takovým způsobem, aby došlo k průniku povrchů, resp. objemů stavební jámy a vrstvy kvartéru. Nejjednodušší způsob, jak toho docílit, bylo „nastavit“ horní hranu stavební jámy ekvidistančně (*Obr. 27*). I v tomto případě došlo nejdříve k vytvoření modelu tvořeného liniemi v programu SketchUp.



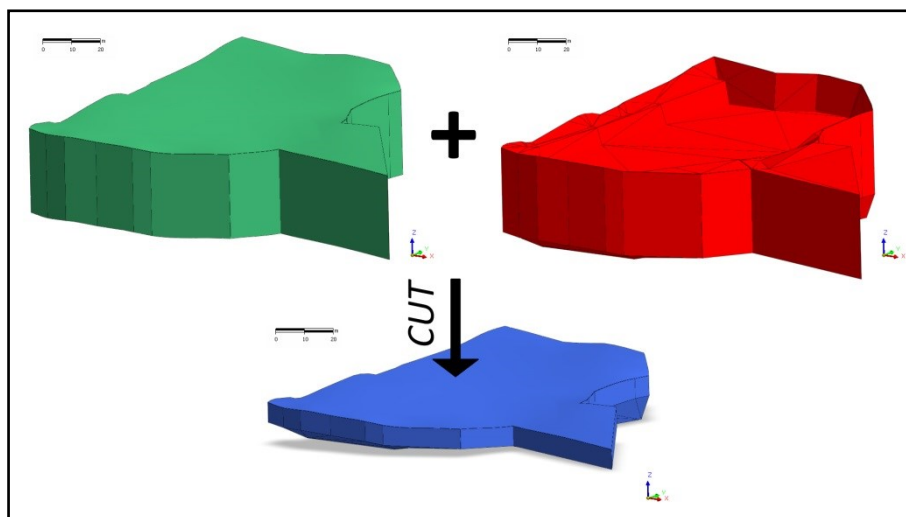
Obr. 27 – Rozšíření geometrie stavební jámy

Další manipulace s modelem již poté probíhala ve výpočetním programu GTS NX. Zde došlo nejdříve za pomoci nástroje *Make Face* k vytvoření povrchů stavební jámy. Poté, obdobně jako při tvorbě geologických vrstev, byl vytvořen objem celé stavební jámy. Jediný rozdíl se vyskytnul při ořezávání. Zde se muselo přikročit k oříznutí (nástroj *Cut*) pomocí objemů, nikoliv povrchem. Řezné objemy byly tvořeny nástrojem *Extrude* (Obr. 28).



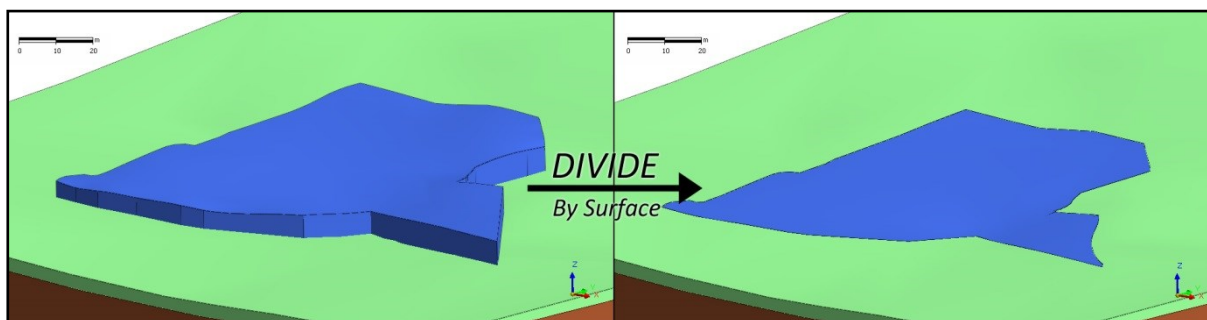
Obr. 28 – Nástroje Cut a Extrude (MIDAS GTS NX)

Na obrázku č. 29 je názorně ukázáno využití výše uvedených nástrojů na tvorbě geometrie stavební jámy.



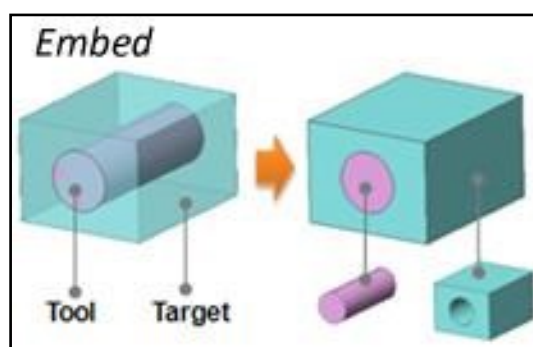
Obr. 29 – Tvorba objemu stavební jámy

Po získání prostorového tělesa představující stavební jámu jej bylo ještě nutné upravit tak, aby byly získány hraniční plochy mezi ní a povrchem terénu (Obr. 30).



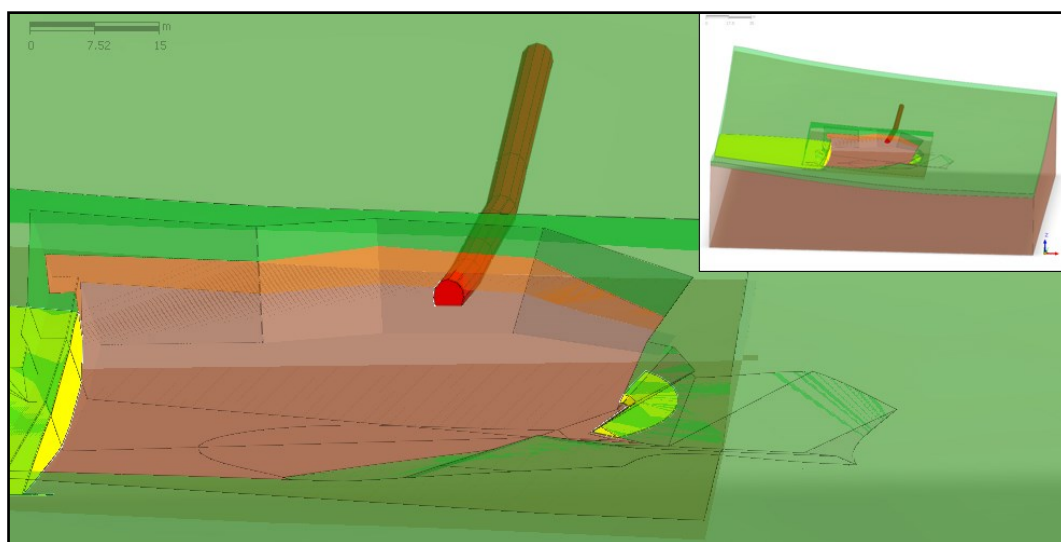
Obr. 30 – Ořezání jámy povrchem terénu

Jelikož ve výpočtu bylo třeba vycházet z původního stavu, kdy nebyla ještě stavební jáma zhotovena, dalším krokem došlo k rozdělení tělesa na části odpovídající vytěženým geologickým vrstvám. Jmenovitě vrstvě kvartéru a paleogenním horninám rozdělených na kvazihomogenní celky R6-R5, R6 a R5-R6. Zde se dobře uplatnily funkce nástroje *Embed* (Obr. 31).



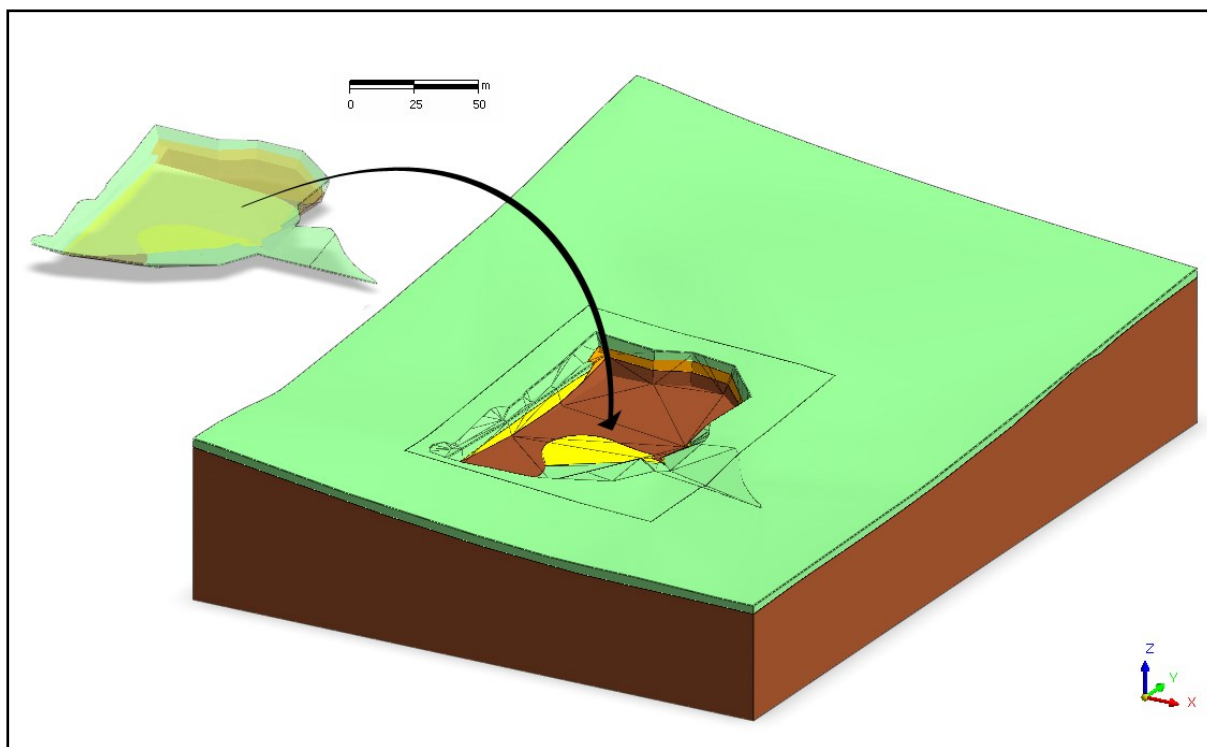
Obr. 31 – Nástroj Embed (MIDAS GTS NX)

Původním záměrem bylo v modelu zachytit také vyraženou průzkumnou štolu v místech budoucí severní tunelové roury, jak je patrné na *Obr. 32*. Bohužel se posléze ukázalo, že by tento krok mohl vést spíše k negativnímu ovlivnění výsledků numerických výpočtů, a to z několika důvodů. Pokud by totiž mělo dojít k efektivnímu namodelování této situace, muselo by se přistoupit v první řadě k jistému zjednodušení problému. Při vypracování této DP avšak nebyla k dispozici projektová dokumentace o skutečné realizaci této stavby ani žádná monitorovací měření. Nebylo tedy jak dodatečně ověřit, zda by se podařilo věrně namodelovat celou situaci. Při pokusu o generování sítě prvků kolem štoly procházející třemi rozdílnými geologickými prostředími rovněž docházelo k tvorbě elementů relativně ostrých úhlů. Z těchto důvodů se nakonec upustilo od zahrnutí průzkumné štoly do modelu. Navíc nebyl důvod předpokládat, že se na dosažení varovných stavů nějakým způsobem podílí štola, která byla vybudována 6 let před začátkem ražby tunelu Ovčiarsko z VP.



Obr. 32 – Průzkumná štola (MIDAS GTS NX)

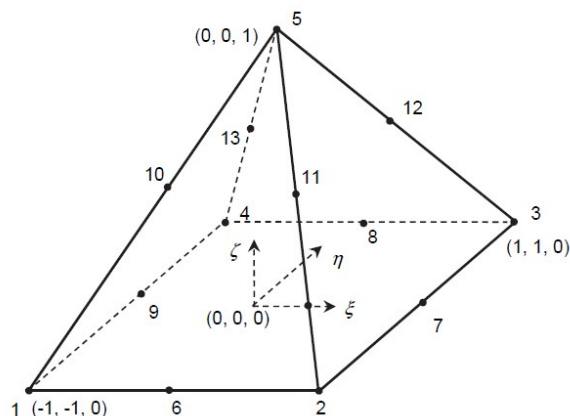
Níže, na *Obr. 33* je vidět konečný 3D model geologických vrstev se zachycením geometrie stavební jámy východního portálu tunelu Ovčiarsko. Pro iniciační fázi výpočtu bylo nutné zachovat geometrii odtěžených vrstev ve stavební jámě.



Obr. 33 – Prostorový model východního portálu (MIDAS GTS NX)

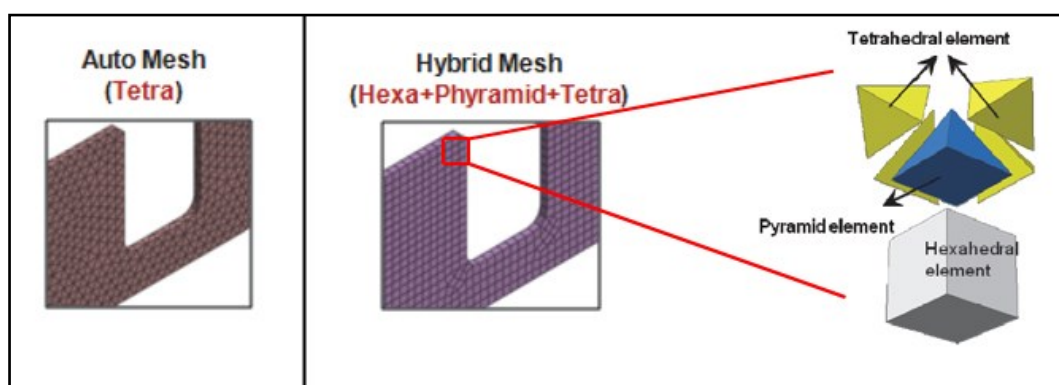
3.2.3 Tvorba sítě konečných prvků

Aby mohl proběhnout výpočet MKP, je třeba nejprve rozdělit kontinuum na konečný počet podoblastí, konečných prvků, tedy elementů navzájem spojených pomocí uzlů na jejich hranicích (např. Obr. 34).



Obr. 34 – 13uzlový čtyřboký jehlan (13 node pentahedron) [7]

Pro efektivní použití tvorby sítě konečných prvků disponuje program GTS NX automatizovaným generátorem sítě 2D a 3D elementů. Ten nabízí tvorbu dvou typů 3D elementů. Jedním jsou tetraedry a druhým hybridní prvky. Hybridní elementy jsou tvořené kombinací čtyřstěňů s čtyřbokým jehlanem na základně tvořené šestistěnem (Obr. 35). Pomocí posledního zmiňovaného typu byla generována převážná část sítě konečných prvků.

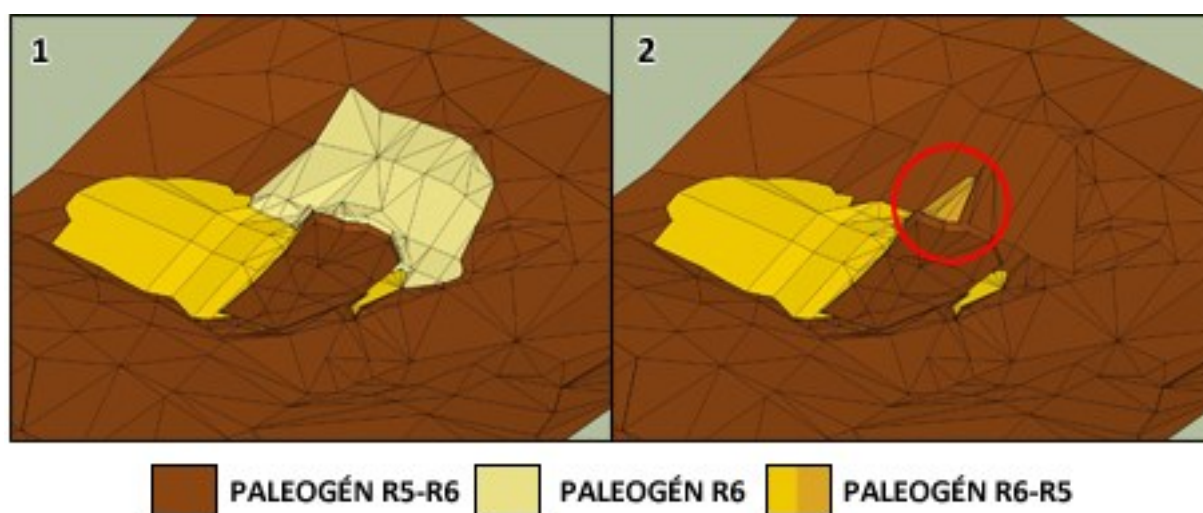


Obr. 35 – Typy 3D elementů sítě konečných prvků [8]

Před samotným generováním sítě bylo ovšem nutné zvážit požadovanou hustotu sítě. V místech s největšími očekávanými změnami je vhodné mít síť co nejjemnější. Je nutné mít ale na paměti, že větší hustota sítě vede k podstatnému prodlužování doby výpočtu. Z těchto důvodů byla v bezprostřední blízkosti kolem stavební jámy vytvořena oblast, ve které se

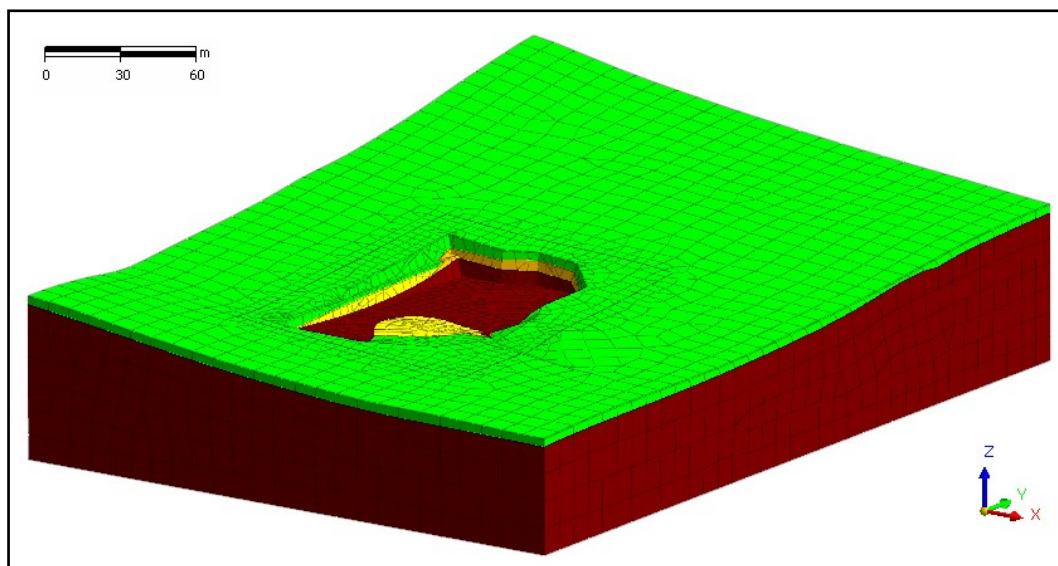
nacházely elementy menších rozměrů. Kolem ní pak tvořily síť větší prvky. Na ně byl při jejich generaci kladen požadavek ohledně velikosti délky hrany 10 m.

Při automatické tvorbě sítě docházelo k zprvu nezaznamenanému vzniku nespojitostí mezi uzly konečných prvků jednotlivých vrstev. To se vzápětí projevilo objevením chybových hlášení už při výpočtu nebo ve výsledcích, na extrémních deformacích. Po bližším pohledu bylo zjištěno, že generátor nedokáže dokonale napojit prvky vrstvy třídy R6-R5 (*Obr. 36*). Následovala řada neúspěšných pokusů generování sítě s proměnnou velikostí prvků. Také ruční tvorba jednotlivých elementů nebyla dovedena do zdárného konce. Proto bylo přikročeno k homogenizování problematické vrstvy. Byla geometricky spojena s vrstvou třídy R6. Vzhledem k malému objemu zmíněné vrstvy oproti přilehlé vrstvě R6 ($410 \text{ m}^3/22\,800 \text{ m}^3$) byly sloučenému celku přiřazeny geotechnické charakteristiky větší z nich beze změny. Jelikož má horší pevnostní i přetvárné parametry, byl tento krok směrem na stranu bezpečnou.



Obr. 36 – Problematická vrstva horninového prostředí při generování sítě (označena červeně)

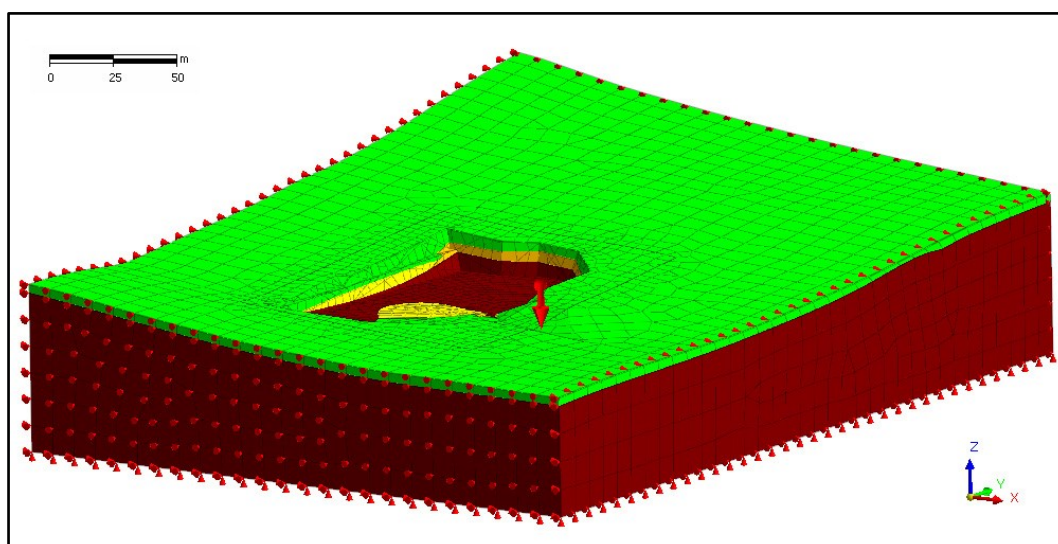
Po vyřešení zmíněných problému mohlo dojít ke konečnému generování sítě příslušející jednotlivým geologickým vrstvám. Tím bylo vytvořeno na 39 800 konečných prvků. Na *Obr. 37* je vidět tato síť vyjma prvků příslušejícím vytěženým vrstvám stavební jámy.



Obr. 37 – Síť konečných prvků

Ostatním konečným prvkům, které byly použity například při modelování kotevnic systémů, stříkaného betonu, aj. se věnují kapitoly zabývající se přímo těmito konstrukčními prvky.

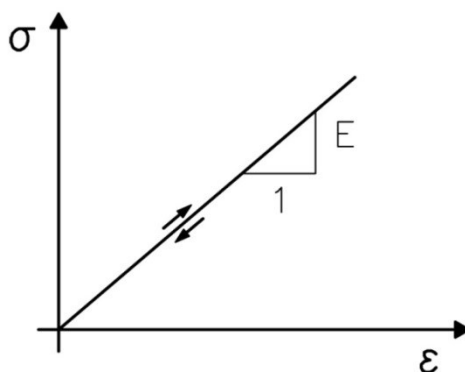
Geometrické okrajové podmínky byly pro uzly okrajových prvků stanoveny automatickým nástrojem programu GTS NX (*Obr. 38*). Ten na vnějších svislých hranicích omezil posuny v horizontálním směru, na spodní hranici pak ve směru horizontálním i vertikálním. Tím byla vytvořena tzv. tuhá vana. Společně s okrajovými podmínkami byla stanovena také velikost a směr tíhového zrychlení.



Obr. 38 – Síť konečných prvků – geometrické okrajové podmínky

3.2.4 Lineárně pružný konstitutivní model

Základní konstitutivní model, který popisuje vztah mezi napětím a přetvořením materiálu, je lineárně pružný (Linear Elastic) model. Závislost mezi oběma veličinami je lineární a tyto vlastnosti vychází z Hookova zákona. Pružné chování znamená, že přetvoření jsou po odlehčení vratná (Obr. 39).



Obr. 39 – Lineárně pružný model

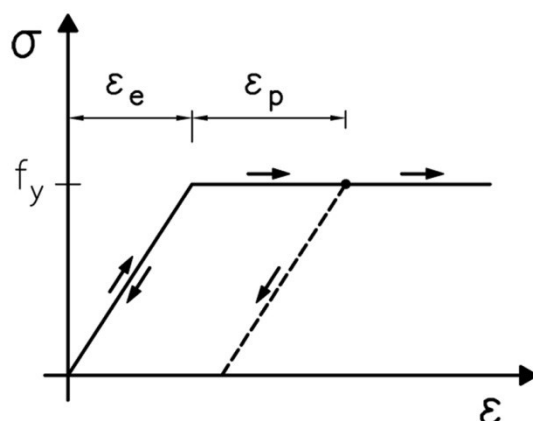
Tento model závisí pouze na dvou materiálových charakteristikách:

- Youngův modul pružnosti E [MPa]
- Poissonovo číslo ν [-]

Lineárně pružné chování materiálů je základem konstitutivního modelování. Jeho výhoda spočívá v jednoduchosti, ale na druhou stranu nevystihuje chování např. zemin při vysokých přetvořeních. Proto je využíván především pro modelování betonových nebo ocelových konstrukčních prvků v numerickém modelu.

3.2.5 Mohr-Coulombův konstitutivní model

Model, který popisuje lépe chování zeminového prostředí a je pro tyto účely nejčastěji využíván v geotechnické praxi, se jmenuje Mohr-Coulombův pružný, ideálně plastický model. Je založen na předpokladu lineárně pružného chování materiálu až do meze plasticity. Před jejím dosažením dochází k vratným deformacím. Při překročení této hodnoty naopak probíhají plastické deformace při konstantním napětí (Obr. 40).



Obr. 40 – Ideálně pružnoplastický model

kde ϵ_e – elastické (pružné) přetvoření [-], ϵ_p – plastické přetvoření [-], f_y – napětí na mezi kluzu [MPa]

Mohr-Coulombův model je charakterizován 5 základními charakteristikami:

- Youngův modul pružnosti E [MPa]
- Poissonovo číslo ν [-]
- Soudržnost c [kPa]
- Úhel vnitřního tření φ [°]
- Úhel dilatance ψ [°]

MC model nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření. Proto je u něj použito stejného modulu pružnosti při zatěžování i odlehčování v modelových podmínkách. V tomto modelu je stanovována identická podmínka pro plasticitní chování i pro porušení. Porušení zeminy nastane při dosažení napětí překračující smykovou pevnost materiálu τ . Tato lineární závislost smykové pevnosti představuje Mohr-Coulombovu obalovou čáru pevnosti (Obr. 41). V některých literaturách je ovšem označována pouze jako čára pevnosti nebo Coulombova čára.

Její rovnici sestavil Charles-Augustin de Coulomb již v roce 1774:

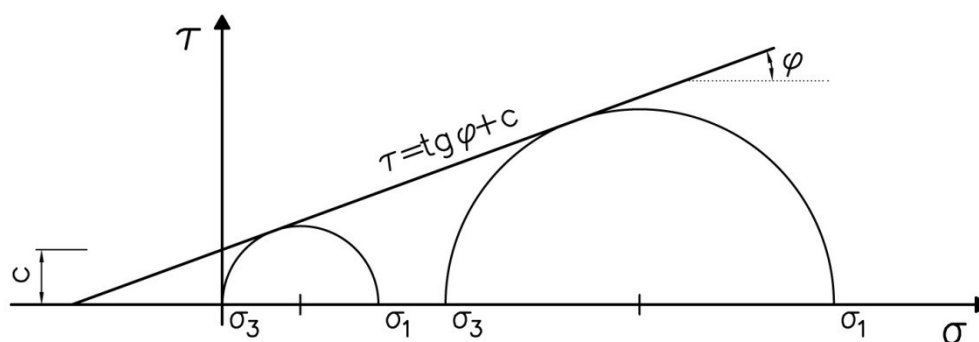
$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (1)$$

kde τ - tangenciální napětí na smykové ploše - smyková pevnost [kPa]

σ - normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu [kPa]

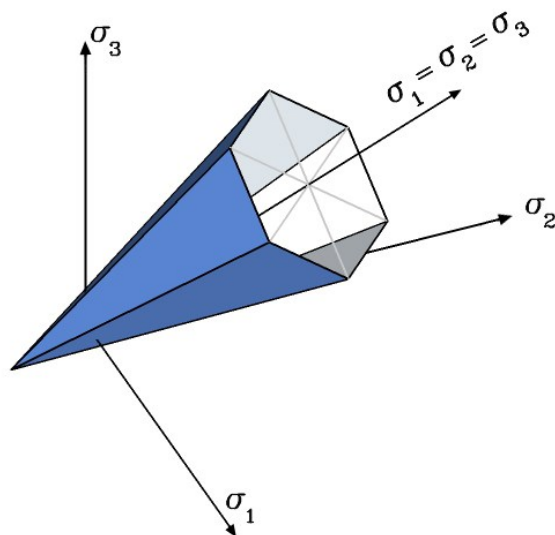
c - soudržnost zeminy [kPa]

φ - úhel vnitřního tření zeminy [°]



Obr. 41 – Grafické znázornění Mohr-Coulombovy obálky porušení

V prostoru hlavních napětí σ_1 , σ_2 a σ_3 představuje oblast porušení plastickými deformacemi pro Mohr-Coulombův model pravidelný šestiboký jehlan (Obr. 42).



Obr. 42 – Grafické znázornění plochy plasticity pro soudržné zeminy

Objektivně vzato tento model dosahuje reálnější výsledky u stabilitních úloh. U predikce vzniklých deformací se mohou výsledky od těch skutečných lišit.

3.2.6 Geotechnické parametry hornin – vstupní hodnoty

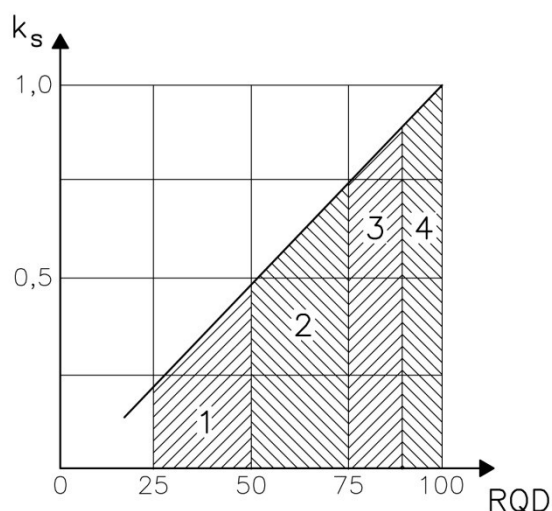
Pro Mohr-Coulombův konstitutivní model použitý na fyzikální popis horninového prostředí byly z průzkumu známy následující vstupní charakteristiky (*Tab. 1*). Jedná se však pouze o původní hodnoty, u kterých bylo později zohledněna porušenost horninového prostředí (kap. 3.2.7) a rovněž vliv zvodnění na úhel vnitřního tření (kap. 3.2.8).

Tab. 1 – Geotechnické charakteristiky převzaté z [9]

| Geologický typ | | Kvartér | Paleogén | Paleogén | Paleogén |
|------------------------|----------------------|---------|----------|----------|----------|
| Charakteristiky | | Q | R6 | R6-R5 | R5-R6 |
| E_{def} | [MPa] | 2,8 | 23 | 33 | 88 |
| v | [-] | 0,42 | 0,35 | 0,35 | 0,3 |
| γ | [kN/m ³] | 19,5 | 20,5 | 20,5 | 20,5 |
| φ | [°] | 19,7 | 17,0 | 22,0 | 22,0 |
| c | [kPa] | 14 | 4 | 14 | 20 |

3.2.7 Nespojivosti horninového prostředí

Při inženýrsko-geologickém průzkumu byly zjištěny zóny porušení horninového masivu. Existuje několik způsobů, jak je přenést do modelové situace. Byla zvolena metoda, která definuje vzájemný vztah mezi výsledky zkoušek in-situ a laboratorními zkouškami. Principem této metody je stanovení tzv. součinitele strukturního oslabení k_s . K tomu slouží diagram na *Obr. 43* sestavený na základě srovnávacích studií [10]. Autor v něm vyjádřil vliv porušení masivu na indexu RQD (The Rock Quality Designation) pro jádrové vývrty průměru 40 – 50 mm.



Obr. 43 – Diagram závislost součinitele strukturního oslabení horniny k_s na RQD

(převzato z [10], editováno autorem)

1- silně rozpukané horniny, 2 – středně rozpukané horniny, 3 – málo rozpukané horniny,
4 – celistvé masivní horniny

Výsledná pevnost horninového masivu nebo kvazihomogenního bloku je přímo úměrná součiniteli strukturního oslabení. Určujeme ji vztahem:

$$\sigma_{md} = \sigma_d \cdot k_s \quad (2)$$

kde σ_{md} je pevnost horninového masivu.

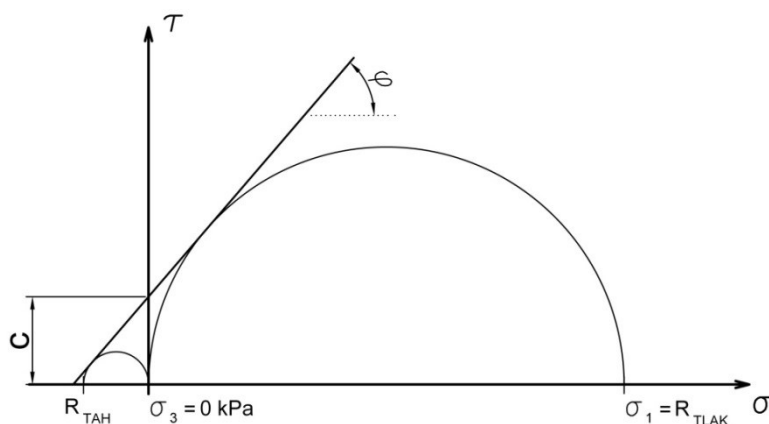
Jelikož nebyly známy pevnosti hornin v tahu a v tlaku, její stanovení vycházelo z Mohr-Coulombovy obálky pevnosti (Obr. 44). Z ní vyplývají následující rovnice:

$$c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3 - \sin \varphi \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)}{2 \cos \varphi} \quad (3)$$

$$\varphi = \arcsin \frac{R_{tlak} - R_{tah}}{R_{tlak} + R_{tah}} \quad (4)$$

$$c = \operatorname{tg} \varphi \frac{R_{tlak} \cdot R_{tah}}{R_{tlak} - R_{tah}} \quad (5)$$

kde R_{tlak} a R_{tah} jsou pevnosti horniny v tlaku a tahu.



Obr. 44 – Mohrova kružnice – stanovení pevností horniny v tlaku a tahu

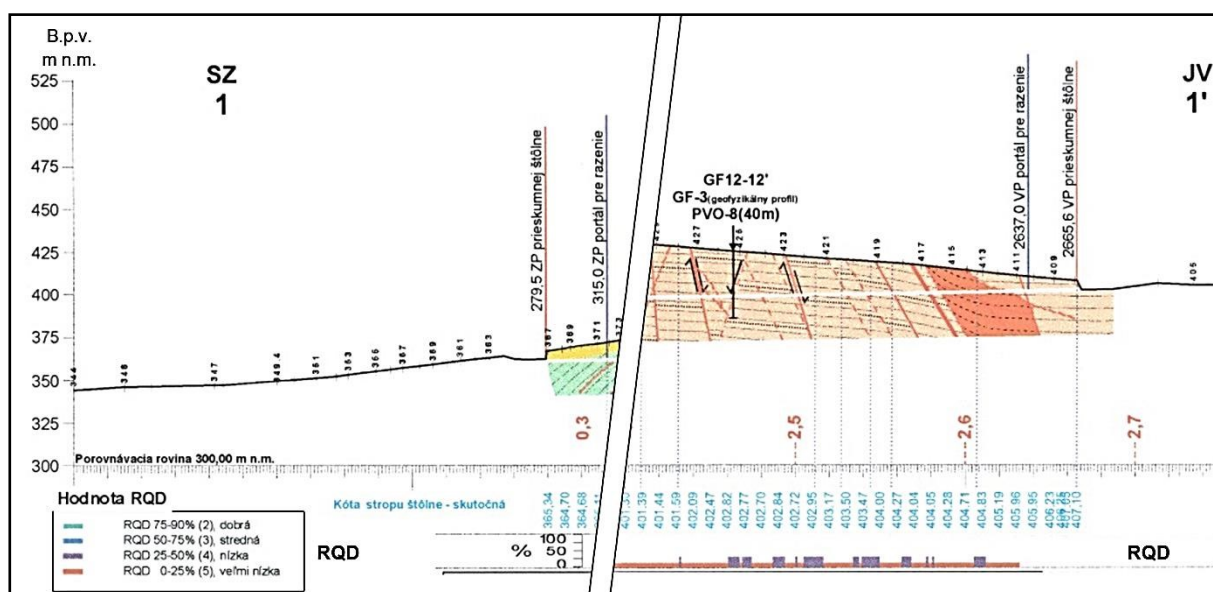
Na základě Obr. 44, kdy $\sigma_3 = 0$, můžeme rovnici 3 upravit do tvaru:

$$\frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \sigma_1 = R_{tlak} \quad (6)$$

Pro zjištění tahové pevnosti horniny lze použít rovnici 4 upravenou do následujícího podoby:

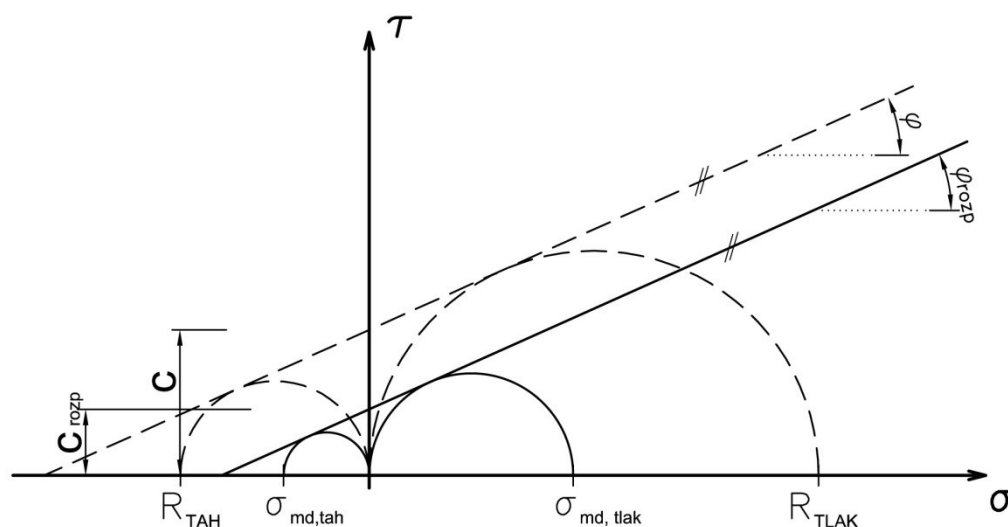
$$R_{tah} = \frac{c \cdot R_{tlak}}{c + \tan \varphi \cdot R_{tlak}} \quad (7)$$

Z inženýrskogeologického profilu masívem průzkumné štoly tunelu Ovčiarско (Obr. 45) byl zjištěn rozsah hodnot RQD. Tento index se v zájmové oblasti pohybuje od 0 do 50%. Pro model byla s ohledem na tuto skutečnost zvolena hodnota indexu 20 %. U diagramu na Obr. 43 přísluší pro tuto hodnotu součinitel strukturního oslabení $k_s = 0,17$.



Obr. 45 – Inženýrskogeologický profil, zájmová oblast

Určené tlakové a tahové pevnosti jednotlivých horninových vrstev použitých v modelu byly následně dle rovnice č. 2 vynásobeny součinitelem k_s . Tím byly zjištěny pevnosti v tlaku a tahu, $\sigma_{md,tlak}$ a $\sigma_{md,tah}$, porušených hornin. Porušenost kvartérní vrstvy nebyla touto metodou zohledňována. Pro Mohr-Coulombův konstitutivní model avšak bylo ještě potřeba změnu těchto pevností dle výše uvedených vztahů na výslednou soudržnost c_{rozp} a úhel vnitřního tření ϕ_{rozp} . Princip redukování pevnostních parametrů pomocí součinitele strukturního oslabení je patrný na Obr. 46. Můžeme si na něm také povšimnout, že při této metodě k změně úhlu vnitřního tření u oslabeného materiálu. Původní a upravené pevnostní parametry hornin jsou přehledně sepsány v Tabulce č. 2.



Obr. 46 – Mohrova kružnice – redukce pevnostních parametrů součinitelem k_s

Tab. 2 – Geotechnické charakteristiky pro porušené horniny

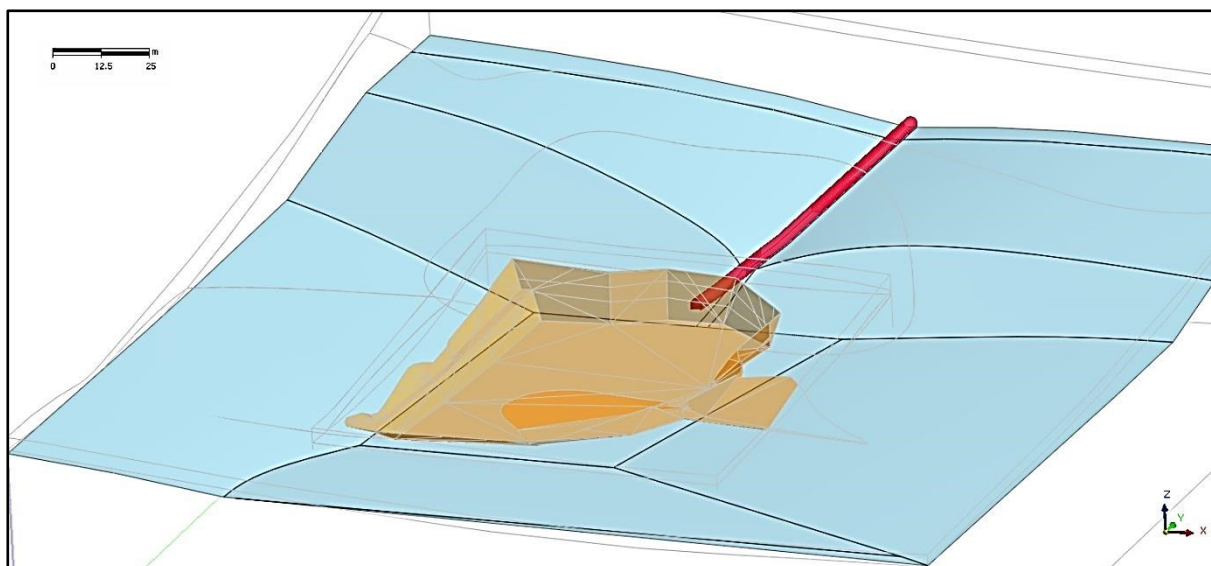
| Hornina | Původní parametry | | | | Parametry porušených hornin | | | |
|---------|-------------------|----------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| | c [kPa] | φ [°] | R _{tlak} [kPa] | R _{tah} [kPa] | σ _{md,tlak} [kPa] | σ _{md,tah} [kPa] | c _{rozp} [kPa] | φ _{rozp} [°] |
| R6 | 4 | 17 | 10,81 | 5,92 | 1,79 | 0,98 | 0,66 | 17 |
| R6-R5 | 14 | 22 | 41,51 | 18,89 | 6,86 | 3,12 | 2,31 | 22 |
| R5-R6 | 20 | 22 | 59,30 | 26,98 | 9,80 | 4,46 | 3,31 | 22 |

3.2.8 Podzemní voda

Velmi významným činitelem, který ovlivňuje stabilitu území, je podzemní voda. Proto bylo nutné ji zahrnout taktéž v modelu. Hodnoty měrné tíhy nasycených hornin γ_{sat} , ani hodnoty pórovitosti a stupně saturace hornin, nebyly známy. Proto bylo zjednodušeně počítáno se zvýšením měrné tíhy u nasycených hornin, oproti horninám v přirozeném uložení, o 1,5 kN na m³.

Při tvorbě modelu bylo uvažováno s podzemní vodou s volnou hladinou a její průběh byl stanoven na základě měření v průzkumných hydrogeologických vrtech. V modelové situaci nebyl brán v potaz vliv proudění vody. V iniciační fázi výpočtu (pouze svah bez stavební jámy) byla voda uvažována v konstantní hloubce 2,6 m pod povrchem. Vycházelo se z průměrných hodnot výskytu HPV ve vrtech. V dalších konstrukčních fázích výpočtu již byla hladina podzemní vody ustálena na úroveň odpovídající konečnému stavu po odvodnění stavební jámy. K tomuto kroku bylo přistoupeno především kvůli složitému stanovování depresního kužele za rubem stěny stavební jámy. Tvořit pro každou konstrukční fázi HPV ovlivněnou dílčími kroky výstavby by bylo příliš, ne jenom časově, náročné.

Předpokládaný průběh deprese vyvolaný drenážním účinkem štoly, subhorizontálními odvodňovacími vrty a dalšími odvodňovacími mechanismy, je zřetelný na *Obr. 47*. Při tvorbě depresního kužele se vycházelo z několika hydrogeologických vrtů, v nichž bylo zachyceno snížení HPV po vyražení průzkumné štoly. Vývoj deprese v její blízkosti sloužil jako referenční průběh snížení hladiny podzemní vody i pro okolí portálové oblasti. V modelu bylo uvažováno se snížením HPV 0,5 m pod dno stavební jámy. Její půdorysná členitost by značně znesnadňovala tvorbu trojrozměrného povrchu depresního kužele, a proto byla zjednodušena. HPV se v programu GTS NX stanovuje pomocí nástroje *Water Level*. V něm se dá hladina uvažovat v konstantní výšce vzhledem ke globálním souřadnicím nebo vztáhnout k ploše geometrickému objektu. Pro tento případ se využilo druhé možnosti zadávání hladiny podzemní vody.



Obr. 47 – Depresní kužel vytvořený kolem stavební jámy
(Pozn.: červeně je zvýrazněna geometrie průzkumné štoly)

Jelikož nebyly známy výsledky čerpacích zkoušek, muselo se při jejich stanovování vycházet ze zkoušek provedených na obdobných horninách. Bylo respektováno poznatků z klasifikace hornin podle autora J. Jetele [11]. V *Tabulce č. 3* jsou uvedeny koeficienty filtrace K , resp. hydraulické vodivosti, jichž bylo použito pro numerický model.

Tab. 3 – Koeficienty filtrace horninových vrstev

| Hornina | Koeficient filtrace K [ms^{-1}] |
|---------|---|
| Kvartér | $1 \cdot 10^{-5}$ |
| R6 | $1 \cdot 10^{-5}$ |
| R5-R6 | $1 \cdot 10^{-6}$ |
| R6-R5 | $5 \cdot 10^{-5}$ |

Původní pevnostní parametry hornin (uvedené v *Tabulce č. 1*, str. 37) jsou efektivními hodnotami zjištěnými při odvozených smykových zkouškách. Vlivem saturování horninového prostředí se však může výrazně měnit především úhel vnitřního tření těchto materiálů. U neodvozených triaxiálních zkoušek klesá zjištěný úhel vnitřního tření dokonce až k nule [12]. Pro řešení dlouhodobé stability stavební jámy však není použití totálních parametrů zjištěných touto zkouškou také vhodné. Jelikož nebyla zjištěna žádná metodologie, zabývající se touto problematikou, bylo konzervativně uvažováno se snížením úhlu vnitřního tření u všech horninových vrstev na 80 % z původní hodnoty.

Konečné hodnoty geotechnických parametrů použité v matematickém modelu jsou uvedeny v *Tabulce č. 4*.

Tab. 4 – Geotechnické charakteristiky – konečné hodnoty použité v modelu

| Geologický typ | | Kvartér | Paleogén | Paleogén | Paleogén |
|-----------------------|----------------------|---------|----------|----------|----------|
| Charakteristiky | | Q | R6 | R6-R5 | R5-R6 |
| E_{def} | [MPa] | 2,8 | 23 | 33 | 88 |
| ν | [-] | 0,42 | 0,35 | 0,35 | 0,3 |
| γ | [kN/m ³] | 19,5 | 20,5 | 20,5 | 20,5 |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | 21,0 | 22,0 | 22,0 | 22,0 |
| φ | [°] | 15,8 | 13,6 | 17,6 | 17,6 |
| c | [kPa] | 14,0 | 0,7 | 2,3 | 3,3 |

V modelovém výpočtu se předpokládá neodvodněné chování (*Undrained*) materiálu. Při něm jsou vstupními hodnotami efektivními parametry tuhosti a pevnosti.

3.2.9 Kotvy

Jedním ze základních zajišťovacích prvků příportálové oblasti byly šestipramencové zemní lanové kotvy VSL F150 6x0,62" (dále používáno také značení 6xLp15,7 mm). Celkem jich na stabilizaci čela, pravého a levého boku stavební jámy bylo použito 149. Na rozdíl od boků byly u čelní stěny kotvy provedeny ve čtyřech výškových úrovních. Horní dvě úrovně lanových kotev dosahovaly délky 14/10m (volná délka táhla/délka kořene). Vrtání kotev bylo prováděno pod úhlem 22,5 až 25,0° od horizontály. Volná délka kotev v ostatních úrovních byla v projektu snížena na 11 m. Rozestupy mezi hlavami kotev činily u všech shodně 1,5 m. Ačkoliv chybí informace o použité předpínací síle, z provedeného monitoringu lze usoudit, že tato hodnota činila 350 kN. Ve shodě s tímto poznatkem byla použita stejná napínací síla u kotev v numerickém modelu. Zmíněné parametry jsou pro všechny kotvy shrnuty do *Tabulky č. 5*.

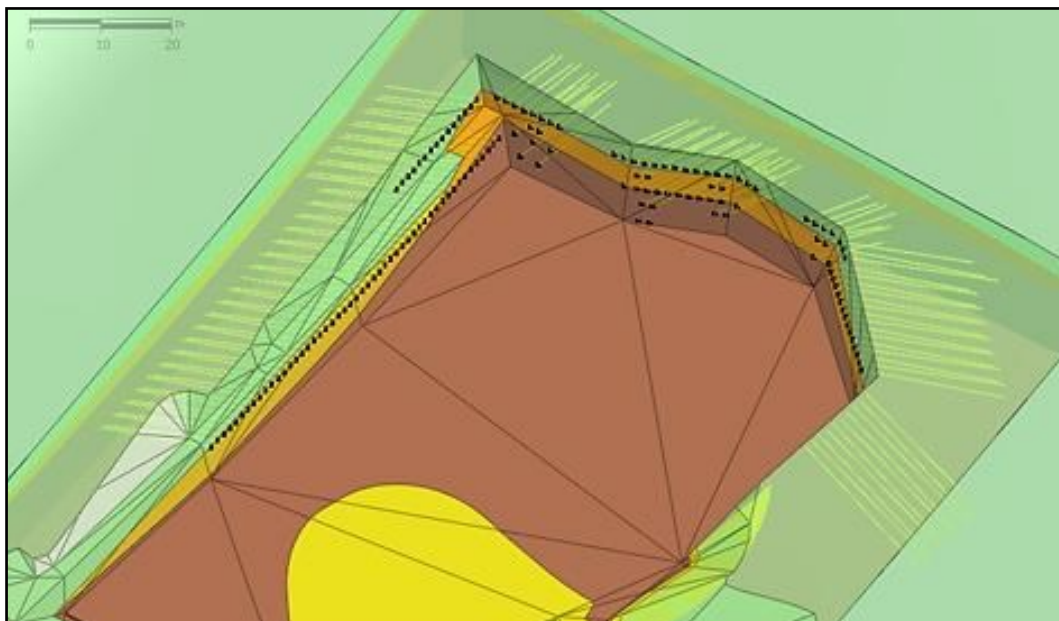
Tab. 5 – Parametry kotev použitých v modelu

| Kotvy označení | Počet kotev | L [m] | α [°] | P [kN] | Umístění |
|-------------------|----------------|-------------|-----------------|-----------|-----------------|
| B1 až B50 | 50 | 14,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Svah S1-1 |
| D1 až D15 | 15 | 13,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Svah S1-2 |
| A1 až A6 | 6 | 11,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Portálová stěna |
| B51 až B65 | 15 | 11,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Portálová stěna |
| C1 až C8 | 8 | 14,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Portálová stěna |
| D16 až D42 | 27 | 14,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Portálová stěna |
| B66 až B80 | 15 | 13,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Svah S2-1 |
| D43 až D45 | 3 | 18,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Svah S2-1 |
| B81 až B90 | 10 | 13,0 + 10,0 | 22,5° až 25,0° | 350 | Svah S2-2 |

L = volná délka táhla + kotevní délka kořene; α – úhel sklonu kotvy; P – předpínací síla

U většiny kotev byla jejich prostorová geometrie zachycena v situačním výkrese východního portálu. Chybějící byly v programu AutoCAD doplněny na základě příčných a podélných řezů (viz. *Výkresy č. 1 až 3*). Takto byl vytvořen model všech lanových kotev v trojrozměrném prostoru, který se importoval do programu MIDAS GTS NX. Jelikož při tvorbě modelu docházelo k určitému zjednodušování geometrie, bylo nutné dodatečně zajistit, aby se hlavy kotev nacházely přesně na povrchu stěn stavební jámy (*Obr. 48*). Odchýlení od projektu bylo rovněž způsobeno absencí kotevních prahů v modelu. Přesné

umístění kotevní hlavy na povrch bylo provedeno pomocí nástroje *Imprint*. Důležitost nalezení těchto bodů spočívá především v nutnosti dokonalého propojení jednotlivých uzlů sítě konečných prvků.



Obr. 48 – Kotevní prvky v modelové situaci

V programu MIDAS GTS NX je modelování geometrie kotev usnadněno pomocí nástroje *Anchor Wizard*. Ten zjednodušuje kotvy pro výpočet na 1D prvky (typ *Embedded Truss*). U zmiňovaného nástroje se stanovuje geometrie kotev nejprve jejich směrem (pomocí dvou bodů v prostoru). Následně se zadává délka kořene a volná délka táhla lanové kotvy. Bylo také nutné zastoupit jednotlivé pramence kotvy náhradním průřezem, pro který byly vypočteny příslušné průřezové charakteristiky. Pramencové kotvy 6xLp 15,7 mm tak byly nahrazeny kruhovým průřezem o průměru 38 mm.

Parametry kotev pro lineárně pružný konstitutivní model:

- Youngův modul pružnosti $E = 195 \text{ GPa}$ [13]
- Poissonovo číslo $\nu = 0,3$
- Měrná tíha $\gamma = 75 \text{ kNm}^{-3}$

Nástroj *Anchor Wizard* rovněž automaticky vygeneroval síť konečných prvků podle zadané geometrie. Velikost předpětí kotev lze definovat již při zadávání ostatních parametrů nebo ji dodatečně určit pro vygenerovanou síť konečných prvků.

3.2.10 Stříkaný beton

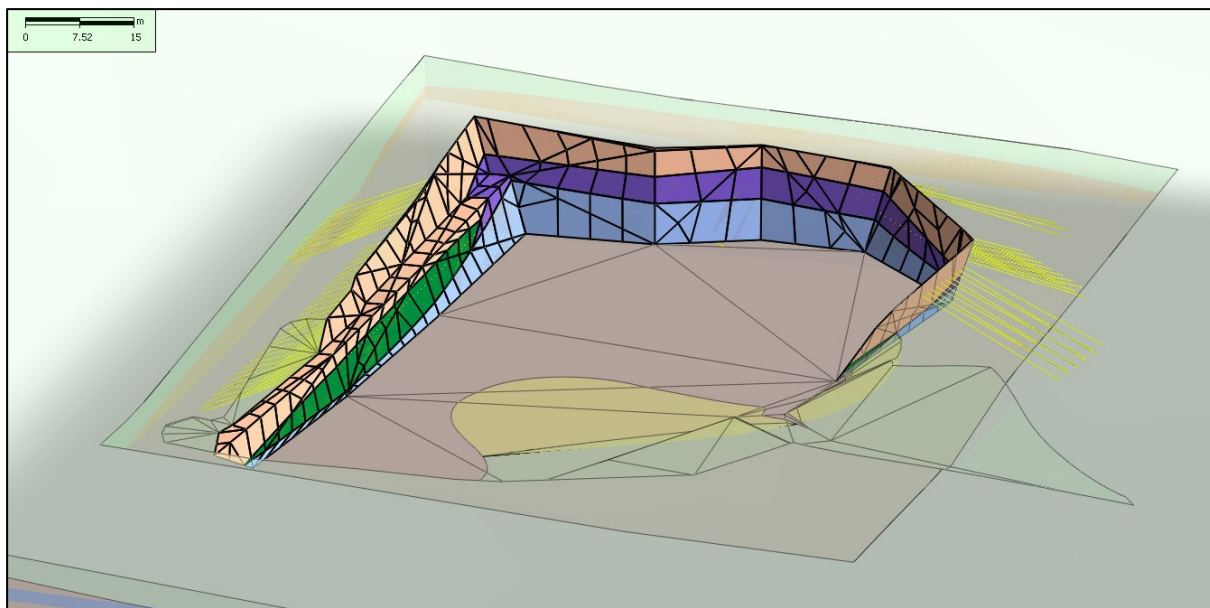
V modelu je použit stříkaný beton třídy C20/25 tloušťky 0,17 m. Ten je dle výkresové dokumentace vyztužen 2 vrstvami síťoviny AQ50. Třída ocelových výztužných sítí je B 500 B.

Při modelování jednotlivých konstrukčních fázích byl zachycen nárůst pevnosti aplikovaného stříkaného betonu ve dvou stupních. V jednotlivých výpočtových krocích bylo uvažováno vždy nejdříve s mladým SB s modulem pružnosti $E = 5 \text{ GPa}$. V další fázi, již se zralým betonem, o modulu pružnosti 15 GPa . K tomuto účelu slouží při modelování vestavěný nástroj *Change Property*. Hodnoty modulů byly převzaty s ohledem na tloušťku SB a jeho výztužné prvky z [14].

Parametry stříkaného pro lineárně pružný konstitutivní model:

- Youngův modul pružnosti $E = 5 \text{ GPa}$ (mladý SB); $E = 15 \text{ GPa}$ (zralý SB)
- Poissonovo číslo $\nu = 0,3$
- Měrná tíha $\gamma = 24 \text{ kNm}^{-3}$
- Tloušťka 0,17 m

Stříkaný beton byl použit pro stabilizaci čelní stěny portálu a také levého a pravého boku stavební jámy. V programu GTS NX byl namodelován jako 2D prvek (typ *Shell*). Výpočet byl členěn na jednotlivé konstrukční fáze. Z tohoto důvodu byla i síť prvků SB rozdělena tak, aby mohl být stříkaný beton aplikován pro každou etapu výstavby zvlášť. Jednotlivé konstrukční fáze byly voleny s ohledem na výskyt horninových vrstev (*Obr. 49*). Barevné odlišení stříkaného betonu na tomto obrázku proto odpovídá vrstvám hornin za rubem stěny stavební jámy. Podrobněji se problematikou tvorby konstrukčních fází zabývá *kap. 3.3.1*.



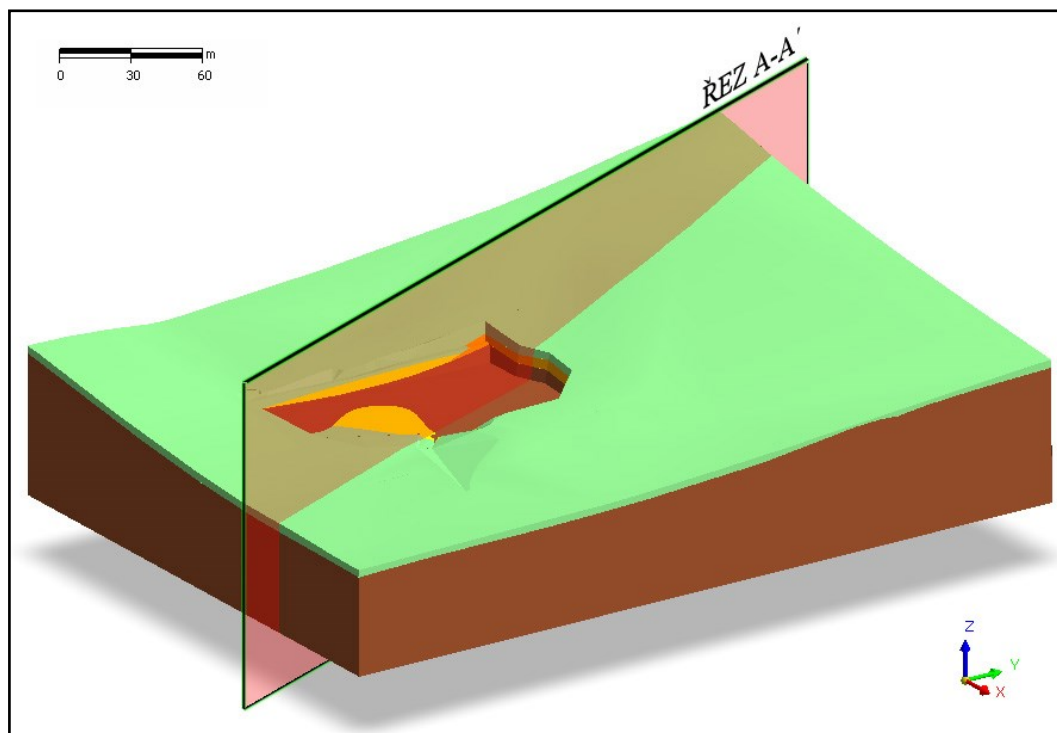
Obr. 49 – Stříkaný beton v modelové situaci

3.2.11 Zeminové hřebíky

Dalšími stabilizujícími prvky, které rovněž bylo nutné zahrnout do výpočtu, byly zeminové hřebíky tvořené samozavrtávacími kotvami délky 12 m. Hřebíky se aplikovaly v rastru 1,5 x 1,5 m a svíraly úhel 20° s horizontální rovinou. Jako výztuž hřebíkových kotev byla uvažována betonářská ocel B500B $\varnothing 32\text{mm}$.

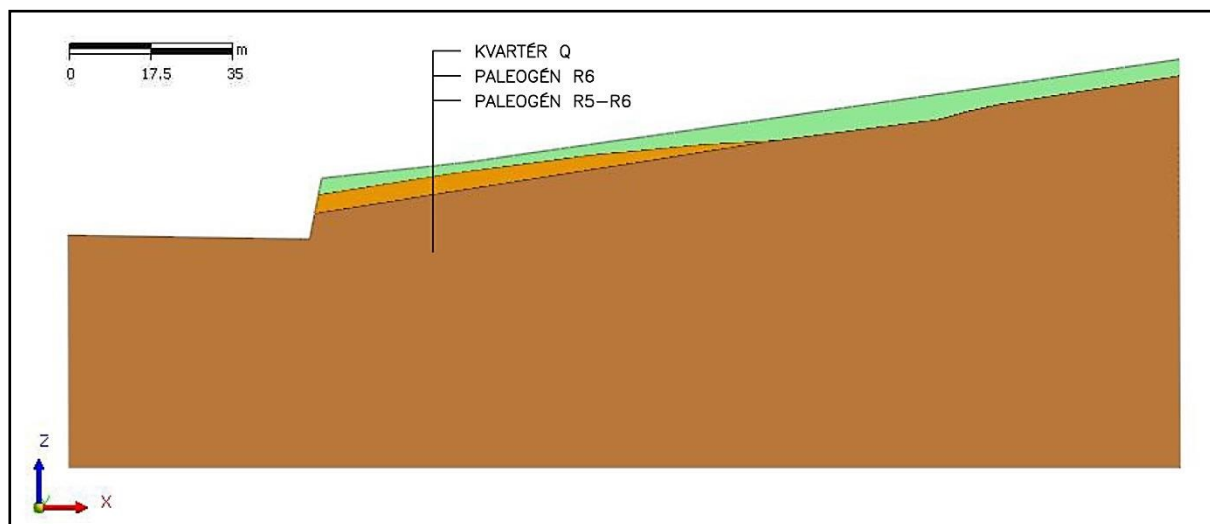
Vzhledem k hustotě a počtu zeminových hřebíků se nejevilo vhodné, ani efektivní, modelovat je pomocí 1D prvků, tak jako u kotev, a každý zvlášť. Další možnou variantou jejich modelování bylo nahradit oblast ovlivněnou hřebíky horninou se zlepšenými parametry. Při ní by ale bylo nutné rozdělit vrstvy na další dílčí úseky, což by zajisté přineslo opětovné problémy při tvorbě nové sítě konečných prvků u ještě členitější geometrie. Třetí a v tomto případě snad i nejelegantnějším řešením se proto nabízelo změnit tuhost stěny stavební jámy v návaznosti na stabilizující účinky hřebíkování. Jelikož se hřebíky aplikovaly po celé stěně v rastru hustém 1,5 x 1,5 m, bylo možné považovat jejich působení na stěnu za plošné. Za tohoto předpokladu bylo přistoupeno k stanovování jejich vlivu na stabilizaci.

Pro zjednodušení byla celá situace omezena na plošný model stavební jámy a přilehlého svahu nad ní. V první řadě bylo třeba zvolit typický řez prostorovým modelem. Nejvhodnější se jevil řez (na *obr. 50* a označený A-A'), který měl směr normály k jedné z čelních stěn stavební jámy. Cílem bylo především vedení řezu ve směru aplikování zeminových hřebíků a zároveň zachytit co nejlépe geometrii svahu.



Obr. 50 – Řez A-A' proložený 3D modelem

Na obr. 51 je vidět ŘEZ A-A' v dvourozměrném pohledu a jsou na něm zachyceny jednotlivé vrstvy hornin.

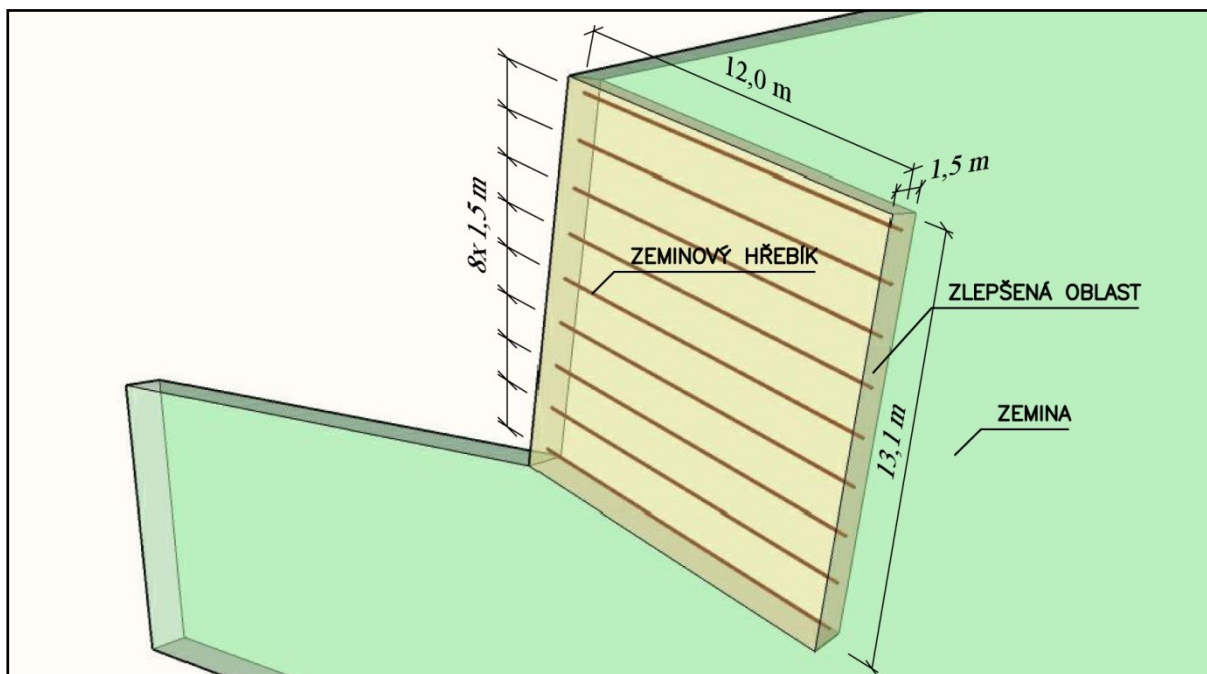


Obr. 51 – ŘEZ A-A' - geometrie geologických vrstev v 2D modelu

Princip stanovování vlivu hřebíků na stabilizaci byl založen na porovnávání dvou modelových situací zajištění stěn stavební jámy.

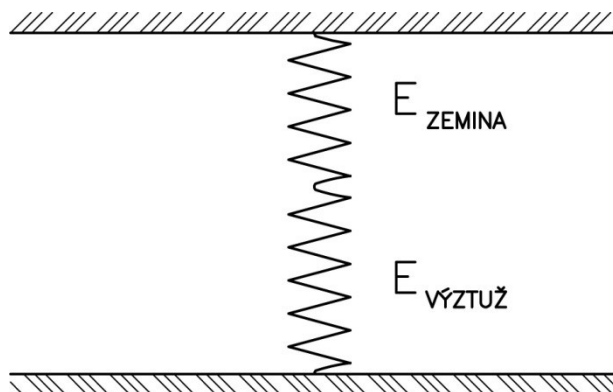
- A) Stěna zajištěná pouze SB
- B) Stěna zajištěná SB + zeminové hřebíky

Je známo, že chování kotevních systémů v 2D numerických modelech lépe vystihuje použití zlepšených oblastí namísto jednorozměrných kotevních prvků. Zlepšenou oblast vytvořenou v okolí jedné řady zeminových hřebíků dobře ilustruje *Obr. 52*.



Obr. 52 – Schematické znázornění zlepšené oblasti odpovídající 1 řadě hřebíků

Existuje několik způsobů, jak určit parametry homogenizovaného prostředí kolem vyztužujících prvků. Zde bylo použito sériového systému (Series Stiffness System) pro stanovení ekvivalentního modulu pružnosti E_{eq} . Na *Obr. 53* si lze představit jednotlivé moduly jako pružiny o rozdílných tuhostech.



Obr. 53 – Metoda SSS (Series Stiffness System)

Ekvivalentní modul pružnosti se v tomto případě vypočítá dle následujícího vztahu:

$$E_{eq} = \frac{E_{výztuž} \cdot V_{výztuž} + E_{zemina} \cdot V_{zemina}}{V_{výztuž} + V_{zemina}} \quad (8)$$

Aby se předešlo výskytu příliš ostrých elementů v síti konečných prvků, byla homogenizována taktéž jednotlivá horninová prostředí. Pro stanovení jednotných parametrů se postupovalo metodou váženého průměru. Vážícím znakem byla zaujímaná plocha každé vrstvy.

V těchto dvou modelových situacích bylo záměrem sledovat pouze pružné chování zeminy. Z tohoto důvodu byl zvolen lineárně pružný konstitutivní model. Pro něj byly dle postupu v předchozím odstavci určeny následující vstupní parametry homogenní horninové vrstvy (Tab. 6).

Tab. 6 – Parametry homogenní horninové vrstvy

| E [MPa] | ν [-] | γ [kN/m ³] | K₀ [-] |
|-------------------|-----------------|----------------------------------|-----------------------------|
| 31800 | 0,352 | 20,5 | 0,544 |

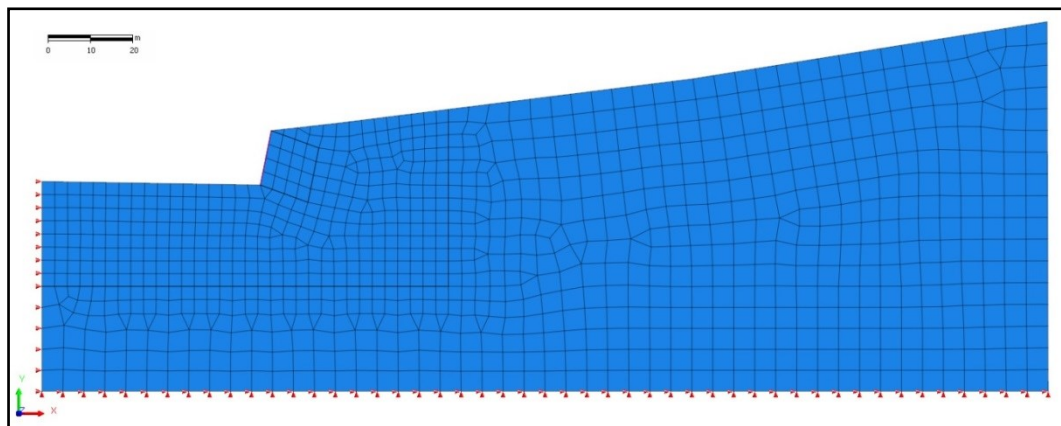
Následně mohlo být přikročeno k stanovení ekvivalentního modulu pružnosti (Tab. 7) zlepšené oblasti podle rovnice č. 8.

Tab. 7 – Ekvivalentní modul pružnosti oblasti zlepšené hřebíkováním

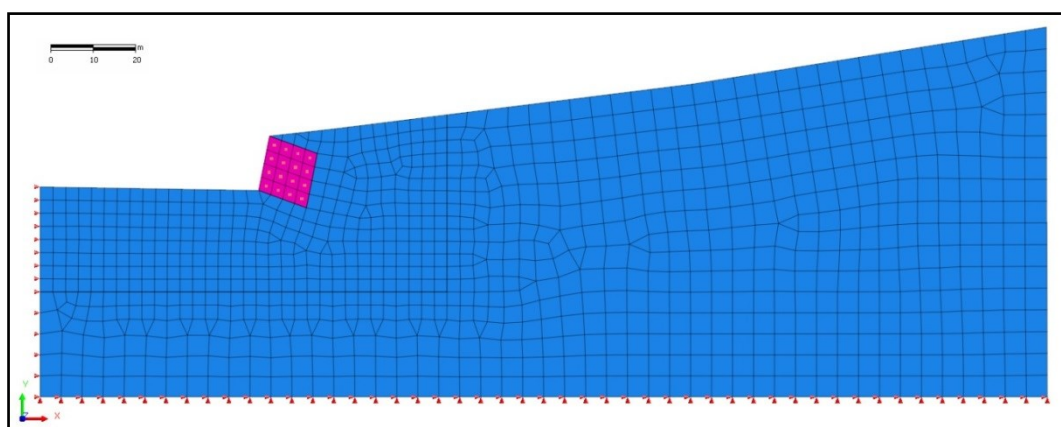
| Materiál | E [MPa] | V [m ³] |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------------------|
| Původní zemina | 31800 | 232,92 |
| Hřebíky - ocel B500B $\phi 32$ mm | 210000 | 0,08 |
| Zlepšená oblast | 108200 | 233,00 |

Parametry stříkaného betonu byly pro základní srovnávací výpočet ponechány beze změny (viz. kap. 3.2.10, str. 57) u obou modelových variant (A i B).

Pro přesnější výsledky byla okolo stavební jámy vyčleněna oblast s jemnější sítí konečných prvků. U obou situací byla v modelu zahrnuta geometrie zlepšené oblasti. Takto bylo dosaženo lépe porovnatelných výsledků díky shodně vygenerovaným sítím konečných prvků (Obr. 54 a Obr. 55). Ve variantě A však měla tato oblast parametry původní, resp. homogenizované zeminy.



Obr. 54 – Síť konečných prvků v 2D modelu – modelová situace A



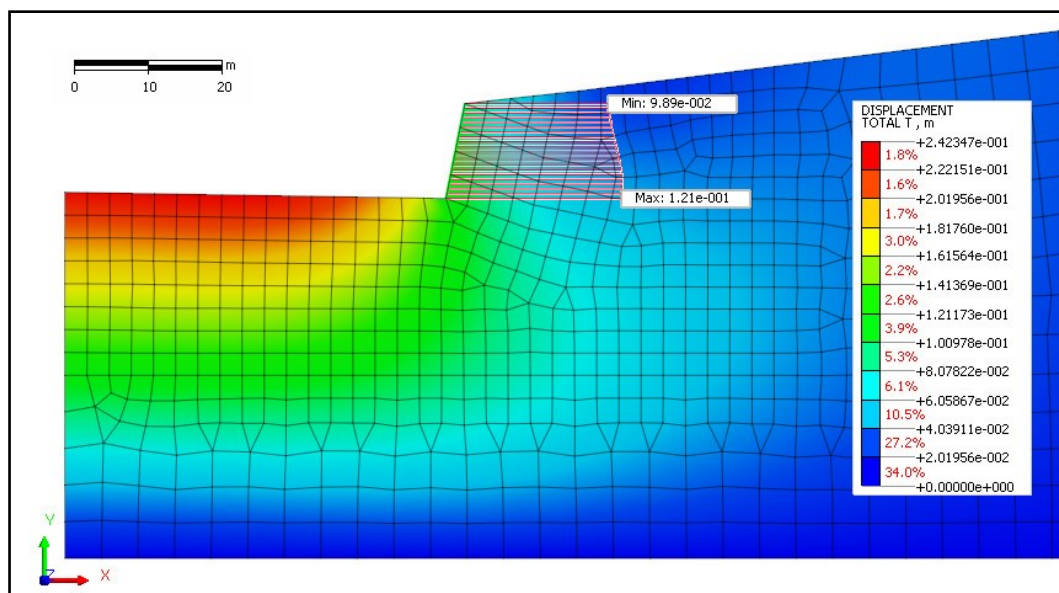
Obr. 55 – Síť konečných prvků v 2D modelu – modelová situace B

K posouzení stabilizačních účinků hřebíkování byly sledovány celkové deformace na portálové stěně.

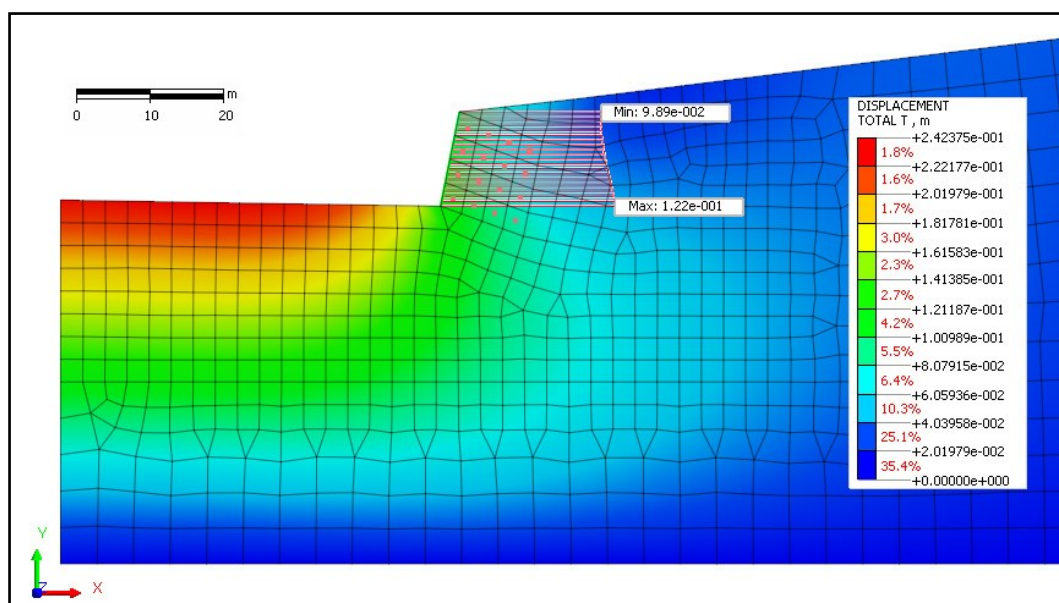
Po stanovení hodnot posunů ve směru osy x u variant A a B mělo být přikročeno ke změnám v parametrech SB u modelové situace A (bez hřebíků). Původním záměrem bylo zvětšit Youngův modul pružnosti u stěny portálu ze stříkaného betonu, a tím zvýšit tuhost stěny. Následným dimenzováním (zvětšování/snižování hodnoty) pak mohla být nalezena hodnota modulu, u kterých se deformace mezi oběma variantami nejvíce blíží. Tento způsob však nepřinášel uspokojivé výsledky. Ani při několikanásobném zvětšení modulu pružnosti stříkaného betonu nedošlo k dostatečnému snížení velikostí deformací povrchu stěny.

Alternativně tedy bylo přikročeno k změnám tloušťky stěny. Na ni model daleko lépe reagoval. Tímto bylo postupným přibližováním se k společnému výsledku brzy docíleno shody ve sledovaných parametrech s přesností ± 1 mm (Obr. 56 a Obr. 57). Aby si obě varianty odpovídaly v deformacích na portálové stěně, bylo nutné zvýšit tloušťku SB z 0,17 m na 0,62 m. Nutno podotknout, že tato tloušťka pouze zastupuje původní SB a pak stabilizující

účinky hřebíkové oblasti. Proto v této souvislosti nelze hovořit přímo o tloušťce stříkaného betonu, ale spíše jako o zástupném znaku pro potřeby modelové situace. Jelikož se stříkaný beton v prostoru modeloval za pomoci 2D prvků, změna tloušťky nemá na okolní geometrii vliv.



Obr. 56 – Totální deformace – modelová situace A



Obr. 57 – Totální deformace – modelová situace B

3.3 Nastavení výpočtu

V programu MIDAS GTS NX je možné provést několik typů výpočtů. V tomto případě byl zvolen typ *Construction Stage*. Při něm je prováděna nelineární analýza sekvenčně po jednotlivých fázích, od iniciační fáze až po konečnou.

Výpočet byl proveden pro předpoklad neodvodněného (*Undrained*) chování prostředí. Při něm bylo uvažováno s efektivními parametry tuhosti a pevnosti.

3.3.1 Výpočtové fáze

Pro stanovení počátečních podmínek z místa budoucí stavby slouží definování iniciační fáze. V našem případě ji představuje situace s původním stavem terénu a HPV neovlivněná stavbou. Příslušnou analýzou je pro iniciační fázi zjištěno počáteční napětí. Jakýkoliv zásah do této situace, jakým může být právě vybudování tunelového portálu, vyvolává změnu v napjatosti tohoto systému. Dochází tak k vzájemné interakci mezi geologickým prostředím a stavební konstrukcí.

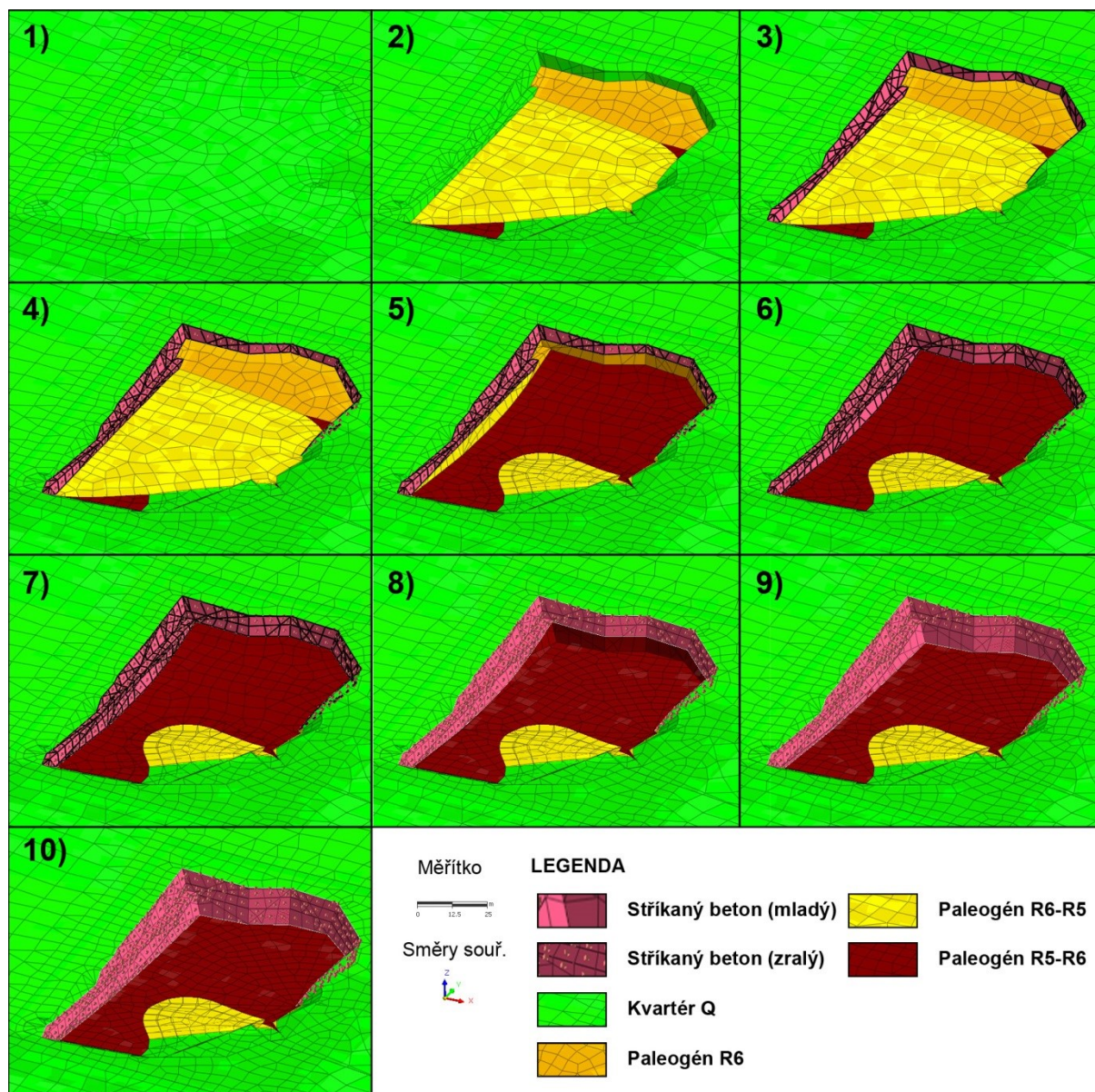
Pro věrné zachycení tohoto vzájemného působení bylo nutné modelové výpočty rozdělit do jednotlivých výpočtových fází (*Construction Stages*). Ty by měly co nejlépe vystihovat postup provedení prací při výstavbě. Z důvodu chybějící dokumentace o skutečné realizaci stavby však nebyl proces provádění jednotlivých etap dostatečně znám. V modelové situaci se tak vycházelo především z vědomí toho, že byl zářez pro stavební jámu hlouben postupně, po několika etážích směrem shora. Tuto skutečnost částečně zachycují fotografie uvedené v příloze diplomové práce. Proces hloubení zářezu byl po zvážení rozdělen na 3 etapy. Při dalším členění vnitřního objemu stavební jámy ale hrozilo, že nastanou problémy u nově vytvořené sítě. Předpokládal se výskyt ostrých úhlů u konečných prvků. Proto bylo rozhodnuto, že odtěžení objemů jednotlivých etáží bude suplováno vytěžením příslušných horninových vrstev. Bylo využito skutečnosti, že průběh horninových vrstev má do značné míry horizontální až subhorizontální charakter.

Po vyhloubení každé etáže se uvažovalo s aplikací stříkaného betonu vyztuženého ocelovou mřížovinou na nezpevněné stěny výkopu. Tomuto kroku vždy odpovídá nová konstrukční fáze zařazená do výpočtu. Jelikož byl v modelu zahrnut také nástup pevnosti stříkaného betonu, následuje po předchozí fázi vždy další, ve které SB nabývá pevnosti zralého betonu. V této fázi bylo rovněž uvažováno se zajišťováním stěn stavební jámy lanovými kotvami.

Konečné rozdělení konstrukčních fází výpočtu je uvedeno přehledně v *Tabulce č. 8*.

Tab. 8 – Konstrukční fáze výpočtu

| Konstrukční fáze | | Popis | Odpovídající obrázek |
|------------------|----------------------|--|-------------------------|
| č. | Označení | | |
| 1 | Initial Phase | <i>Původní terén, HPV v hloubce 2,6 m pod povrchem</i> | <i>Obr. 58 - 1)</i> |
| 2 | Drainage | <i>Odvodnění (vznik depresního kužele)</i> | <i>Obr. 58 - 1)</i> |
| 3 | Excavation: Q | <i>Odtěžení 1. etáže (kvartér)</i> | <i>Obr. 58 - 2)</i> |
| 4 | Soft S/C: Q | <i>Aplikování SB (mladý)</i> | <i>Obr. 58 - 3)</i> |
| 5 | Hard S/C: Q | <i>SB vyzrálý + předpínání 1. řady kotev</i> | <i>Obr. 58 - 4)</i> |
| 6 | Exc.: R6-R5 & R6 | <i>Odtěžení 2. etáže (horniny R6-R5 a R6)</i> | <i>Obr. 58 - 5)</i> |
| 7 | Soft S/C: R6-R5 & R6 | <i>Aplikování SB (mladý)</i> | <i>Obr. 58 - 6)</i> |
| 8 | Hard S/C: R6-R5 & R6 | <i>SB vyzrálý + předpínání 2. řady kotev (pouze u čelní stěny)</i> | <i>Obr. 58 - 7)</i> |
| 9 | Exc.: R5-R6 | <i>Odtěžení 3. etáže (horniny R5-R6)</i> | <i>Obr. 58 - 8)</i> |
| 10 | Soft S/C: R5-R6 | <i>Aplikování SB (mladý)</i> | <i>Obr. 58 - 9)</i> |
| 11 | Hard S/C: R5-R6 | <i>SB vyzrálý + předpínání zbývajících kotev</i> | <i>Obr. 58 - 10)</i> |



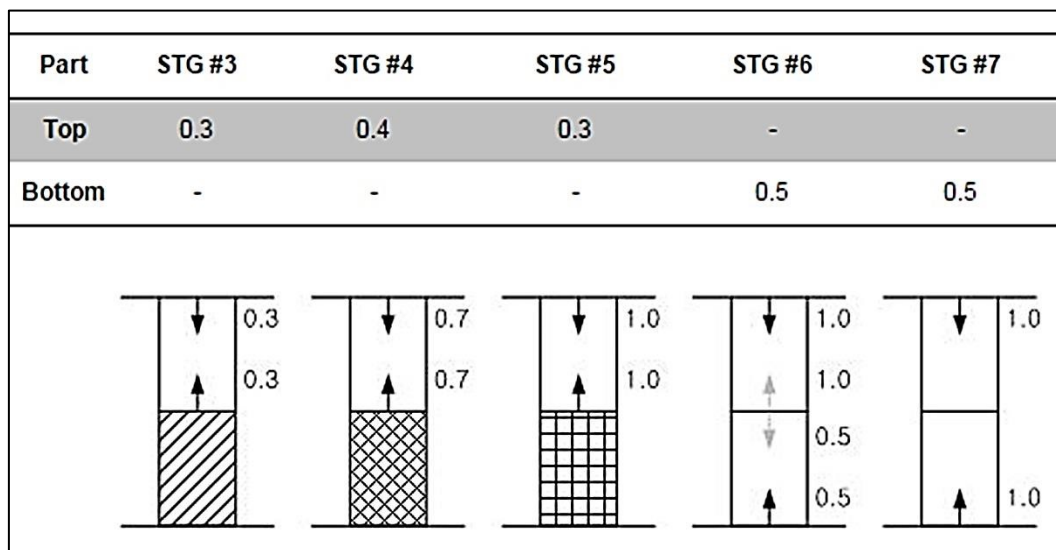
Obr. 58 – Konstrukční etapy výpočtu

Pro fázi iniciační a fázi zastupující odvodnění svahu byly vynulovány posuny. K tomuto bylo přikročeno z důvodu, že se zaměřený povrch terénu vztahuje k situaci, kdy již byla průzkumná štola vyražena. Následné sednutí terénu vlivem poklesu HPV okolo ní by proto neodpovídalo realitě.

Jelikož bylo vytěžení jednotlivých etází následováno vždy dvěma fázemi sanačních opatření, bylo nutné rozdělit reakce horninového prostředí na odtěžení pro každou konstrukční fázi zvlášť. K tomuto slouží Load Distribution Factor (dále jen LDF).

LDF v podstatě udržuje informaci o vnitřních silách odstraněného prvku sítě a je podle nich redistribuována hodnota zatížení pro každou jednotlivou konstrukční etapu zvlášť. Hodnoty tohoto faktoru se vymezují mezi etapy v rozsahu od 0 do 1. Při libovolném rozdělení

faktoru platí, že jejich součet se musí vždy rovnat jedné 1. Princip zadávání LDF v jednotlivých konstrukčních fázích je patrný na *Obr. 59*.



Obr. 59 – Princip metody LDF (Load Distribution Factor) [8]

V zásadě byl LDF rozdělován mezi konstrukční kroky podle následujícího klíče (*Tab. 9*).

Tab. 9 – Princip přerozdělování LDF

| Postup procesu | LDF |
|-----------------------------|-----|
| Odtěžení etáže | 0,4 |
| SB (mladý) | 0,1 |
| SB (zralý) + napínání kotev | 0,5 |

3.4 Vyhodnocení výsledků

Geotechnický program MIDAS GTS NX umožňuje pokročilé hodnocení výstupů a extrakci výsledků matematické analýzy.

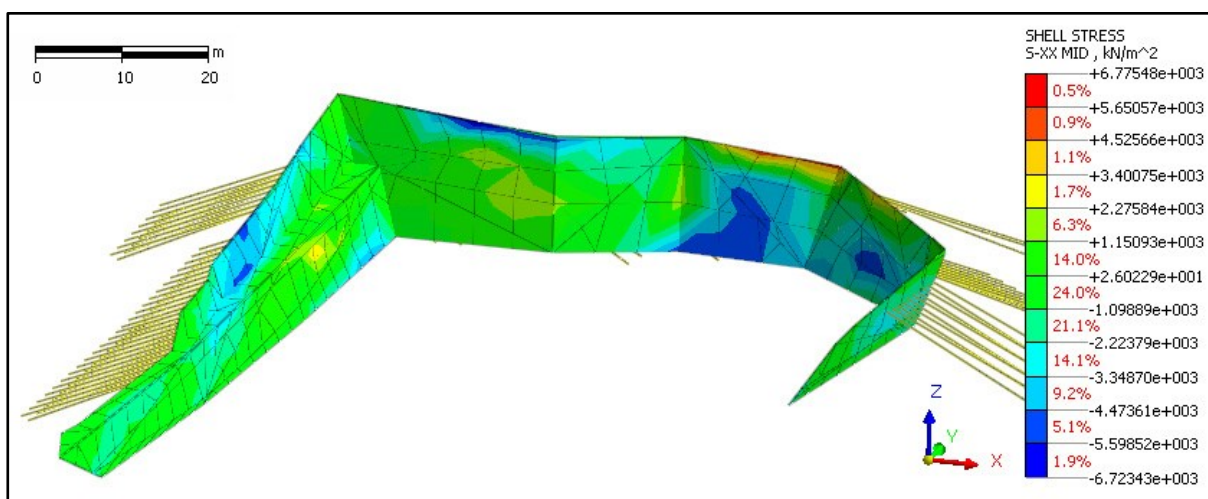
V diplomové práci je nejprve zhodnocen napěťo-deformační stav a posléze celková stabilita portálové oblasti.

3.4.1 Napětí a vnitřní síly

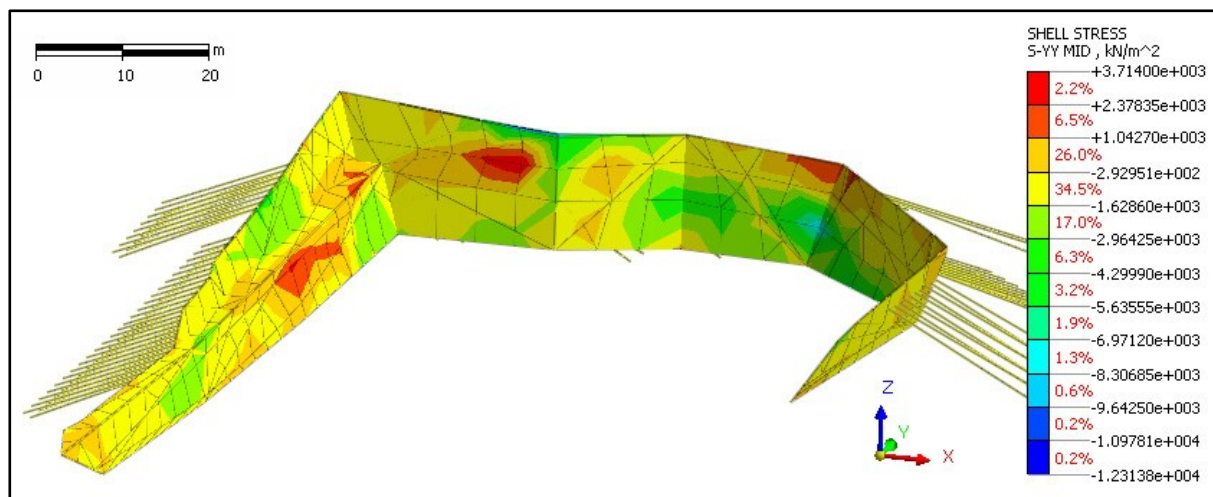
Numerické deformační metody vychází při vyhodnocování stability z napěťo-deformačních stavů. V této kapitole je pozornost věnována především napětím a vnitřním silám příslušejícím jednotlivým stabilizujícím prvkům.

V této práci je zkoumána stabilita po dokončení všech stavebních prací na východním portálu tunelu Ovčiarsko, tedy před počátkem ražby tunelu z VP. Jelikož navíc nejsou známy jakékoliv dílčí hodnoty z GTM z jednotlivých etap výstavby portálu, následné hodnocení napěťo-deformačního stavu je omezeno na finální konstrukční fázi.

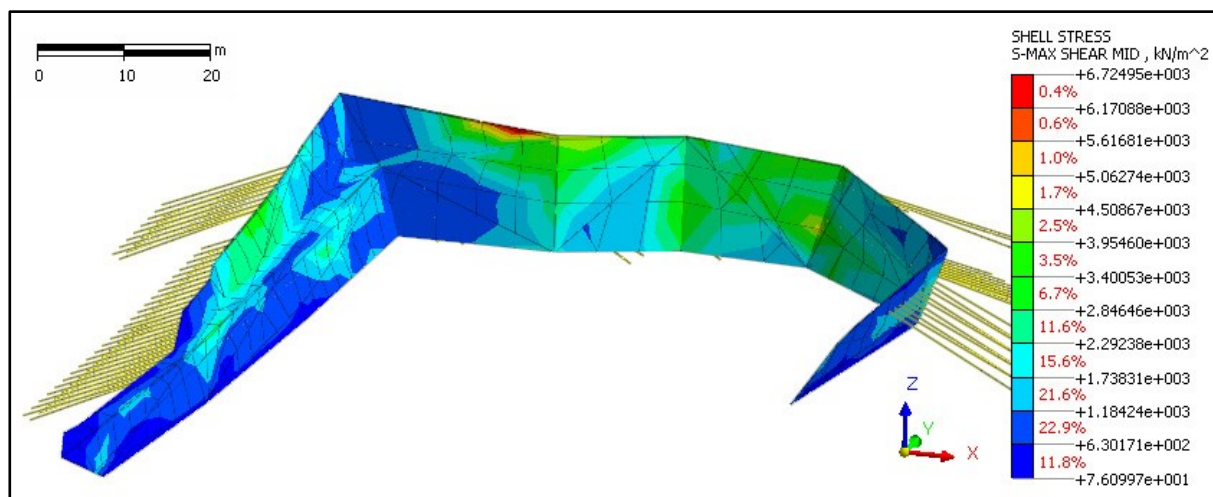
První výsledky se zabírají SB aplikovaným na stěny stavební jámy. Stríkaný beton, modelovaný jako plošný prvek (*Shell*), je namáhán napětím ve směru osy x a ve směru osy y (*Obr. 60 a Obr. 61*). Maximální smykové napětí této betonové skořepiny je vykresleno na *Obr. 62*.



Obr. 60 – Napětí ve směru osy x působící na SB

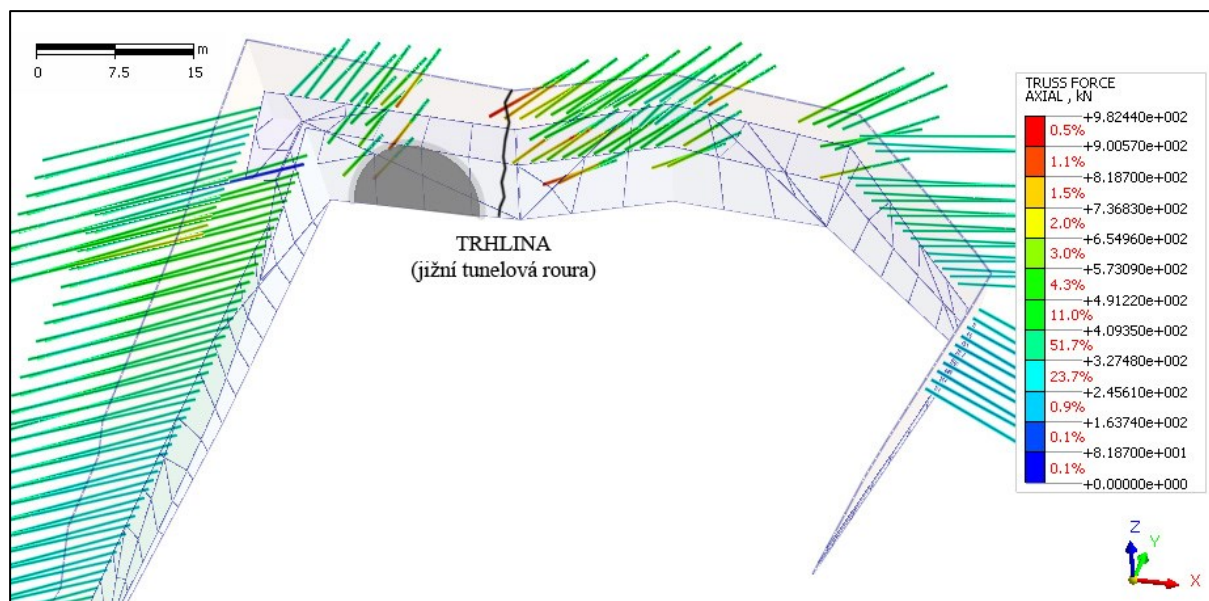


Obr. 61 – Napětí ve směru osy y působící na SB



Obr. 62 – Maximální smykové napětí působící na SB

Zvýšená pozornost byla však věnována namáhání lanových kotev. U nich bylo možné porovnat hodnoty osových sil (na hlavách kotev) získaných modelovým výpočtem s geotechnickým monitoringem. Přibližné velikosti axiálních sil na kotvách jsou patrné z Obr. 63. Z barevné škály lze rozpoznat, že největší namáhání přísluší kotvicím prvkům na čelní stěně portálu. Maximální osově síly se nachází po pravé straně od jižní tunelové roury. Zde byla zaznamenána také porucha bezprostředně po začátku ražby. Tato vertikální trhлина probíhala přes celou výšku stěny.



Obr. 63 – Osově síly v zemních kotvách

Následující postup měl za úkol porovnat vypočtené hodnoty s velikostmi sil zjištěných u vybraných kotev geotechnickým monitoringem. Hodnoty GTM jsou datovány k 15. srpnu 2014.

Celkem bylo dynamometry sledováno 15 kotev. Pro získání lepšího přehledu o jejich umístění je dobré se zmínit, že kotvy byly zhotovovány ve 4 výškových úrovních. Nesly označení písmenem A (nejnižší úroveň) až D (nejvyšší úroveň) a příslušné pořadové číslo (číslováno zleva), např. B-54.

V následující tabulce (Tab. 10) jsou porovnány hodnoty osových sil na kotvách odpovídající matematickému modelu a naměřené GTM. Červeně jsou zde vyznačeny maximální velikosti sil pro model a pro GTM. Na vzájemných poměrech jsou názorně sledovány rozdíly mezi těmito hodnotami.

Tab. 10 – Porovnání osových sil na kotvách (numerický model / GTM)

| | Model | GTM | | |
|---------------|----------------------------|--------------------------|--|-------------|
| Kotva ozn. | F_{model} [kN] | F_{GTM} [kN] | $F_{\text{model}} / F_{\text{GTM}}$ [%] | Umístění |
| B-06 | 258 | 240 | 107,5% | S1-2 |
| B-27 | 335 | 365 | 91,6% | S1-1 |
| B-47 | 523 | 380 | 137,8% | S1-1 |
| D-12 | 279 | 410 | 68,1% | S1-1 |
| B-53 | 894 | 430 | 207,9% | čelní stěna |
| B-54 | 695 | 410 | 169,5% | čelní stěna |
| B-62 | 434 | 350 | 123,9% | čelní stěna |
| B-64 | 673 | 390 | 172,6% | čelní stěna |
| B-65 | 748 | 370 | 202,2% | čelní stěna |
| D-21 | 507 | 320 | 158,5% | čelní stěna |
| D-25 | 823 | 325 | 253,1% | čelní stěna |
| D-37 | 649 | 310 | 209,3% | čelní stěna |
| D-40 | 460 | 330 | 139,4% | čelní stěna |
| D-44 | 291 | 330 | 88,2% | S2-1 |
| B-67 | 338 | 350 | 96,5% | S2-1 |

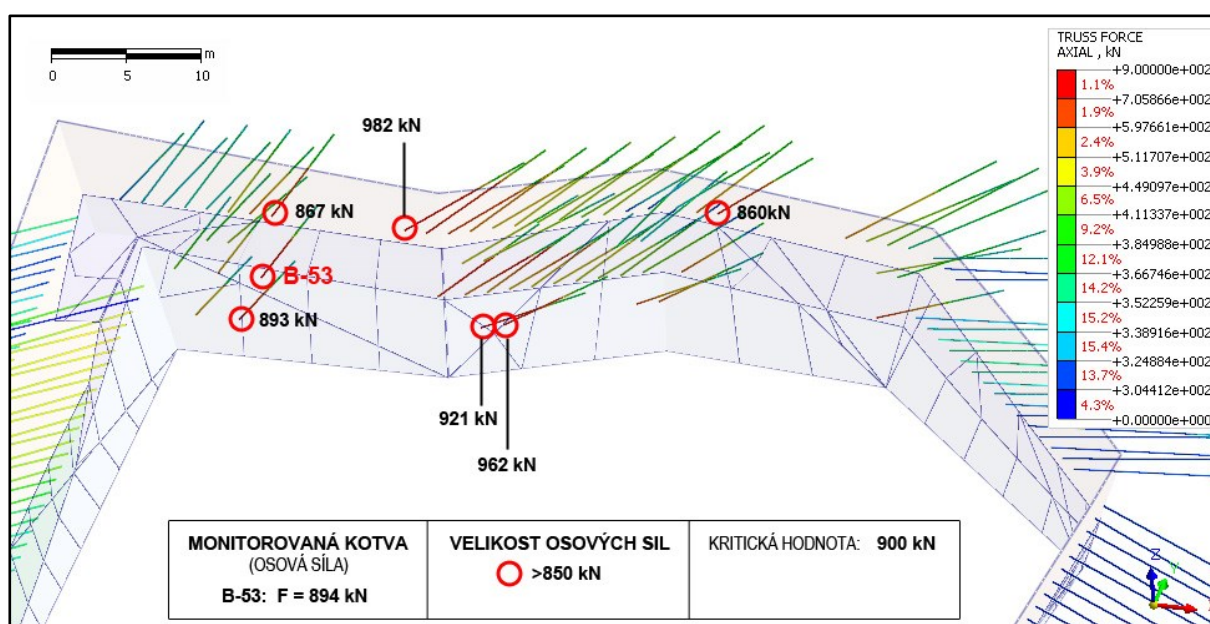
Ø 148,4%

Tabelovým porovnáním osových sil výše uvedených kotev bylo zjištěno, že maximální hodnoty dosahuje u obou případů kotva s označením B-53. Na druhou stranu je však nutné říci, že axiální síla zjištěná numerickým výpočtem překračuje dvojnásobně hodnotu monitorovanou. V průměru hodnoty zjištěné u matematického modelu přesahují síly z GTM o 50%. U takto složitého modelu to lze považovat za relativně dobrý výsledek. Je třeba však ještě upozornit na vyšší rozdíl mezi porovnávanými silami u kotvy D-25. U ní vyvstává otázka, jestli si tuto skutečnost lze vysvětlit možným porušením kotvy. Na něm by se mohla podepsat, mimo jiné příčiny, především vysoká hodnota síly v kotvě zjištěná modelem. Ta se totiž blíží již ke kritické hodnotě stanovené pro kotvy v tzv. varovných stavech. Varovné a kritické hodnoty pro tlakové krabice na kotvách jsou uvedeny v Tab. 11.

Tab. 11 – Varovné a kritické hodnoty pro osové síly na kotvách

| Typ kotvy | Varovná hodnota | Kritická hodnota |
|-----------------|-----------------|------------------|
| VSL F150 6x0,6" | 790 kN | 900 kN |

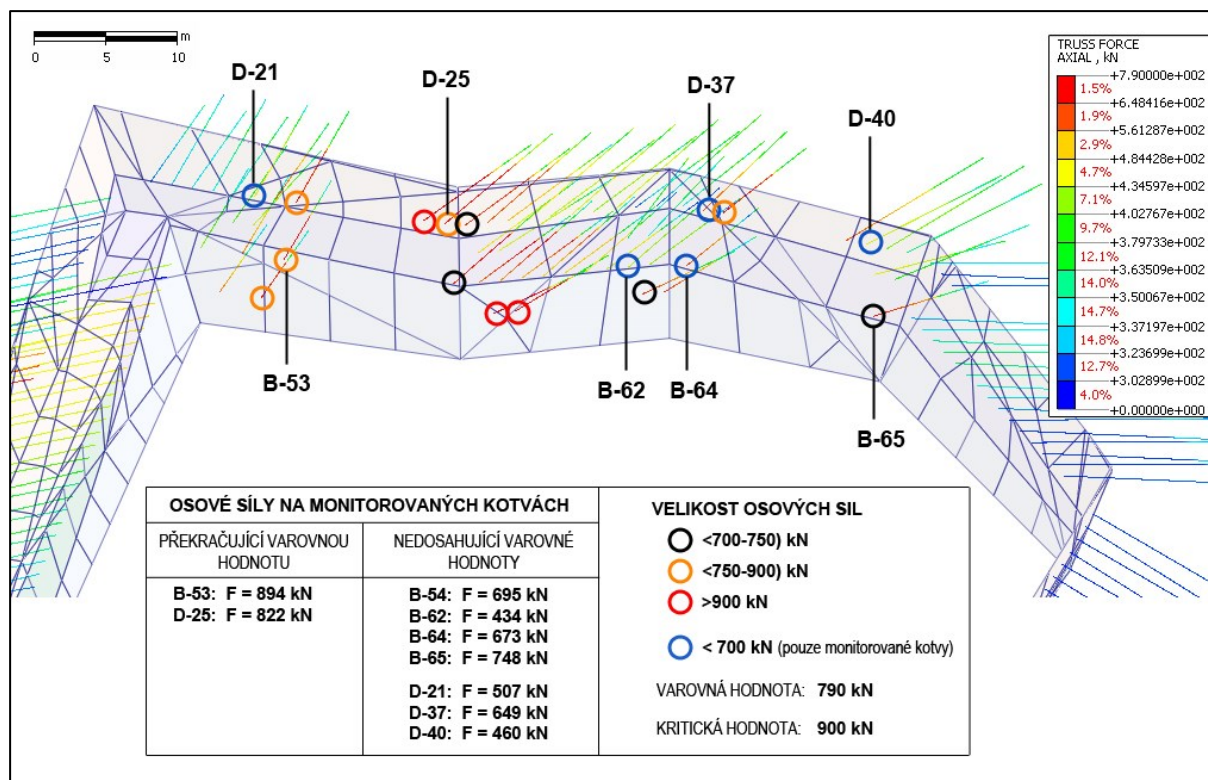
Bližším zkoumáním kritické oblasti stavební jámy (čelní stěna) byl zjišťován možný výskyt kritických hodnot osových sil ostatních kotev (Obr. 64). Tímto způsobem bylo odhaleno, že kritické síly je dosaženo u 3 kotev. Žádná z nich ale není pokryta geotechnickým monitoringem. Nejvíce zatížená kotva, která je monitorovaná, tak zůstává kotva B-53. Osová síla v hlavě u ní činí 894 kN, tedy těsně pod kritickou hodnotou.



Obr. 64 – Osové síly v kotvách blížící se kritické hodnotě (900 kN)

Po tomto konstatování se nabízí otázka, jestli by se podařilo včas zaznamenat dosažení varovných/kritických hodnot, kdyby došlo k selhání této kotvy nebo vlivem chyby GTM (u kotvy B-53). Podmínkou této úvahy ovšem je, že se distribuce sil u kotev v modelu považuje za korespondující s reálnou situací. Pro tuto chvíli budeme předpokládat, že je tato podmínka dostatečně splněna.

Pro zhodnocení úspěšnosti principu včasného varování byl mapován výskyt osových sil kotev, na čelní stěně portálu, které dosahují nejméně velikosti varovné hodnoty (Obr. 65).



Obr. 65 – Hodnocení osových sil v kotvách z hlediska varovných stavů

Z uvedeného obrázku vyplývá, že výhradně 1 monitorovaná kotva (D-25) by mohla nahradit kotvu B-53 v indikaci případných zvyšujících se stabilitních problémů za pomoci dosažení varovných stavů. V ostatních, monitorovaných, lanových kotvách dosahují osové síly v hlavě podstatně nižších velikostí. Mezi maximální hodnotou osové síly v kotvě (982 kN) a druhou monitorovanou kotvou (822 kN) je rozdíl 160 kN. Přitom rozmezí mezi varovnou kritickou hodnotou a varovnou je pouze 110 kN. Za těchto okolností by se tak mohlo stát, že bude dosažena hodnota kritického stavu na kotvách, aniž by vůbec některá z monitorovaných kotev dosáhla varovné hodnoty. Je však dosti pravděpodobné, že by před dosažením havarijního stavu dostatečně předem varoval jiný typ geotechnického monitoringu. Vzhledem k tomu, že změna napjatosti probíhá současně s deformačními vlivy, mohla by například geodetická měření včas informovat o těchto problémech. [15]

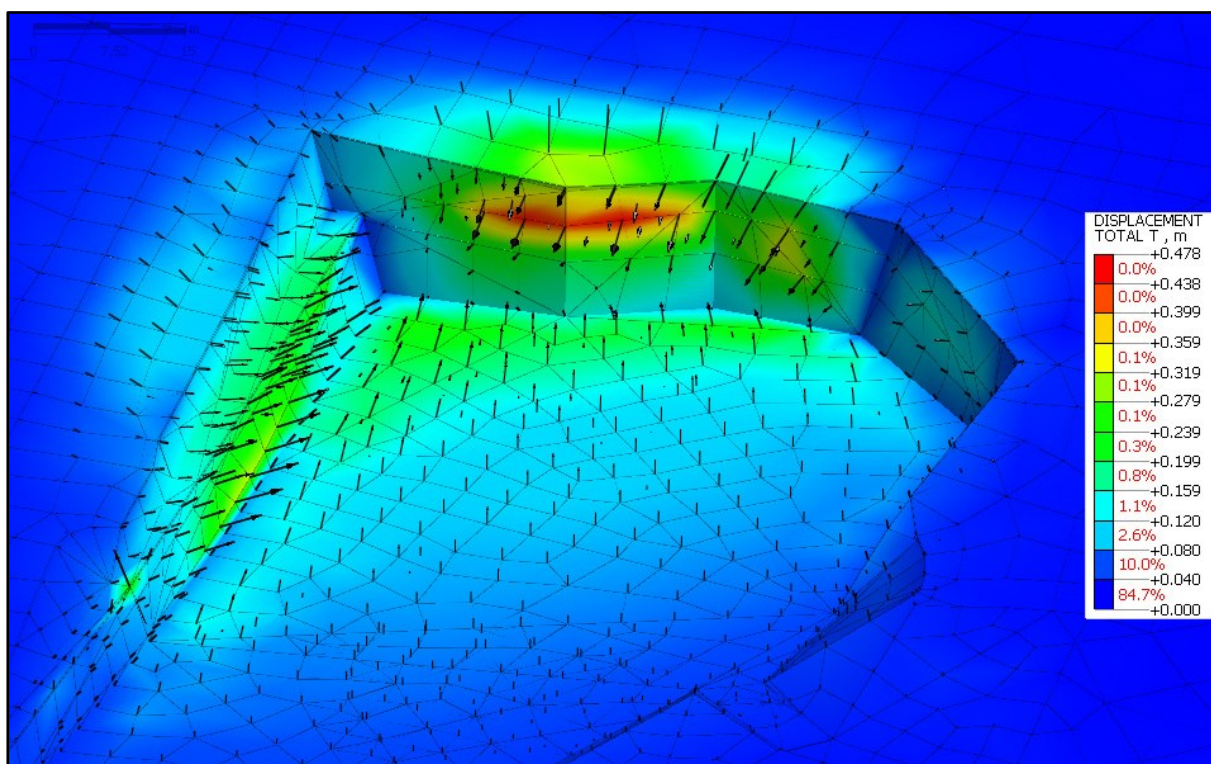
Tento případ, myslím, velmi dobře poukázal na to, jak důležitá je u GTM prostorová lokalizace monitorovacích zařízení, ačkoliv se zde jevila optimální. Neméně důležitá je proto v druhé řadě komplexnost provádění geotechnického monitoringu.

3.4.2 Deformace

Další kapitola věnující se postprocessingu sleduje deformační stav výpočtového modelu v jeho konečné konstrukční fázi. Dobrý přehled o proběhlých deformačních změnách kolem stavební jámy lze získat vykreslením celkových posunů (*Obr. 66*). Vektory na obrázku značí směr těchto posunů. Největší totální deformace nabývá hodnoty 48 cm a vyskytuje v bezprostřední blízkosti od místa, kde byla zaznamenána porucha čelní stěny.

Ve svahu S1-2 je na témže obrázku patrný téměř svislý vektor směřující směrem nahoru. Zde byl výpočet hodnoty posunu pravděpodobně negativně ovlivněn nedokonalostí sítě, konkrétně výskytem elementů značně ostrých úhlů. Problematické prvky se ale nepodařilo vygenerovat lépe. Na druhou stranu lze říci, že případný dosah ovlivnění je pouze lokálního charakteru. Navíc se jedná o místo, které je v dostatečné vzdálenosti od oblasti hlavního zájmu.

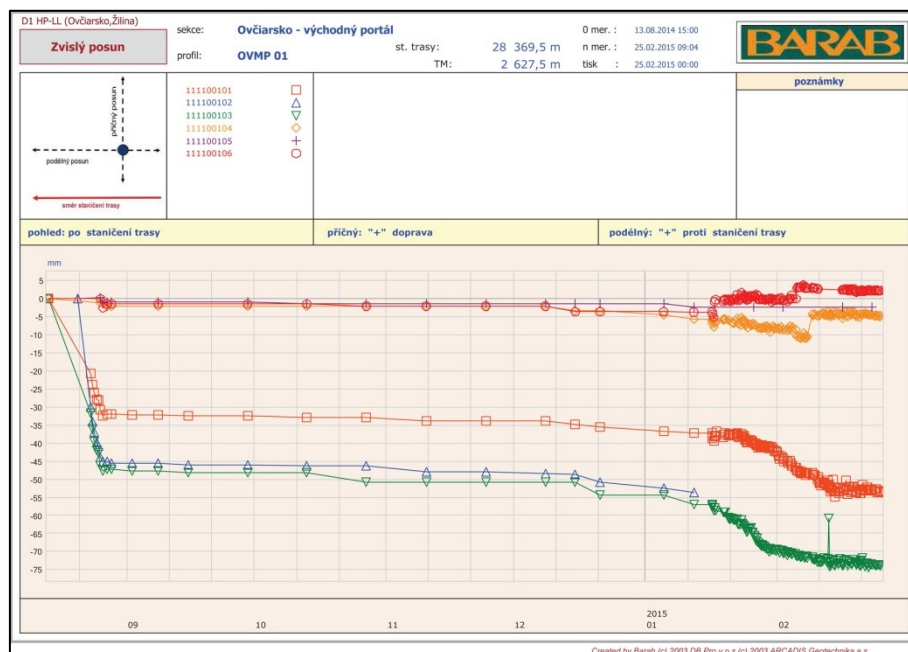
Na vektorech celkových deformací je viditelné zvedání dna stavební jámy, které roste směrem k patě čelní stěny. Maximální posuny ve směru osy z se zde pohybují kolem 20 cm.



Obr. 66 – Celkové posuny v portálové oblasti

Geotechnickým monitoringem se sledovaly také deformace portálové jámy. Stěny zářezu byly osazeny v několika výškových úrovních geodetickými body a jimi se vedly vodorovné nebo svislé měřické profily (viz. *Výkresy č. 1 až 3*). Sledování získaných hodnot

a jejich správa byla zajišťována prostřednictvím informačního systému BARAB. Obr. 67 je názornou ukázkou možné použitelnosti tohoto databázového systému. Je na něm patrné grafické znázornění průběhu svislých posunů v čase.



Obr. 67 – Informační systém BARAB, průběh svislých posunů v čase

Výše uvedený graf závislosti posunů v čase byl vybrán záměrně, neboť zde byl zaznamenaný prudký nárůst deformací od po začátku ražby tunelu z VP. V tomto měřickém profilu, OVMP-1, dokonce došlo k překročení kritických hodnot (Tab. 12) varovného stavu u několika bodů.

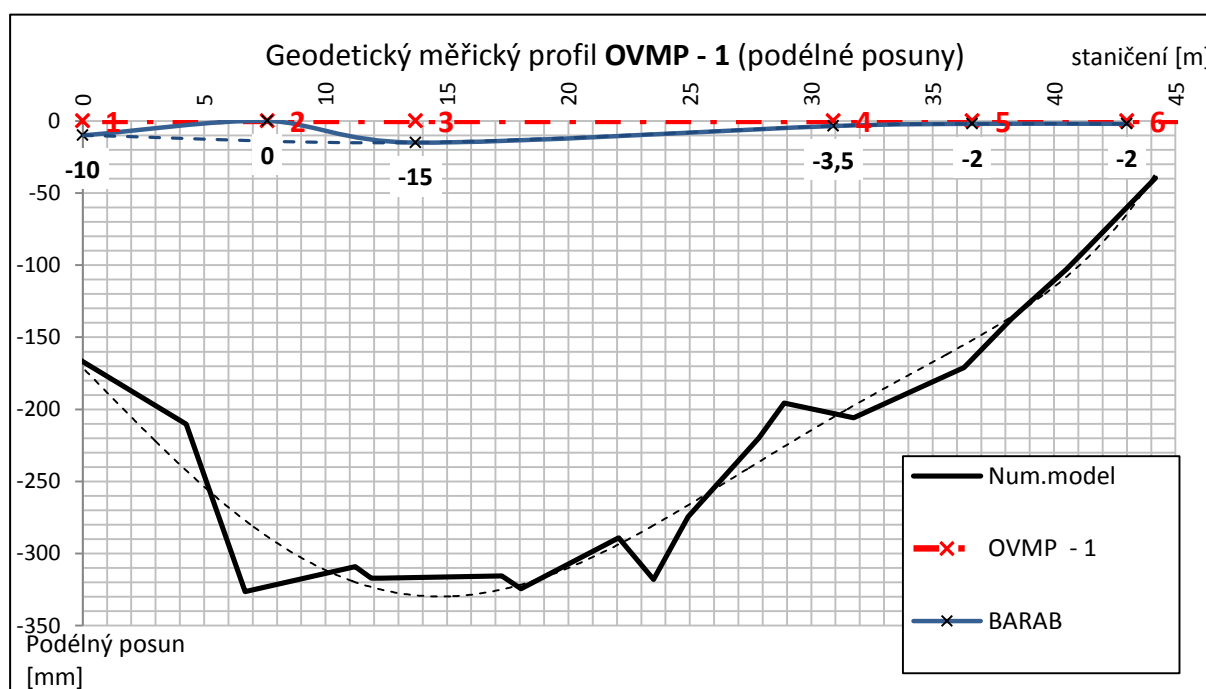
Tab. 12 – Varovné a kritické hodnoty pro konvergenční pozorovací body

| Část zářezu | Varovná hodnota | Kritická hodnota |
|--|-----------------|------------------|
| Čelní stěna (5:1), nad stropem tunelu po terén | 20 mm | 35 mm |
| Čelní stěna (5:1), pod stropem tunelu po dno | 15 mm | 30 mm |
| Boční stěny (3:1) se zajištěním | 20 mm | 35 mm |
| Boční stěny (1:1,5/1:2) bez zajištění | 30 mm | 40 mm |

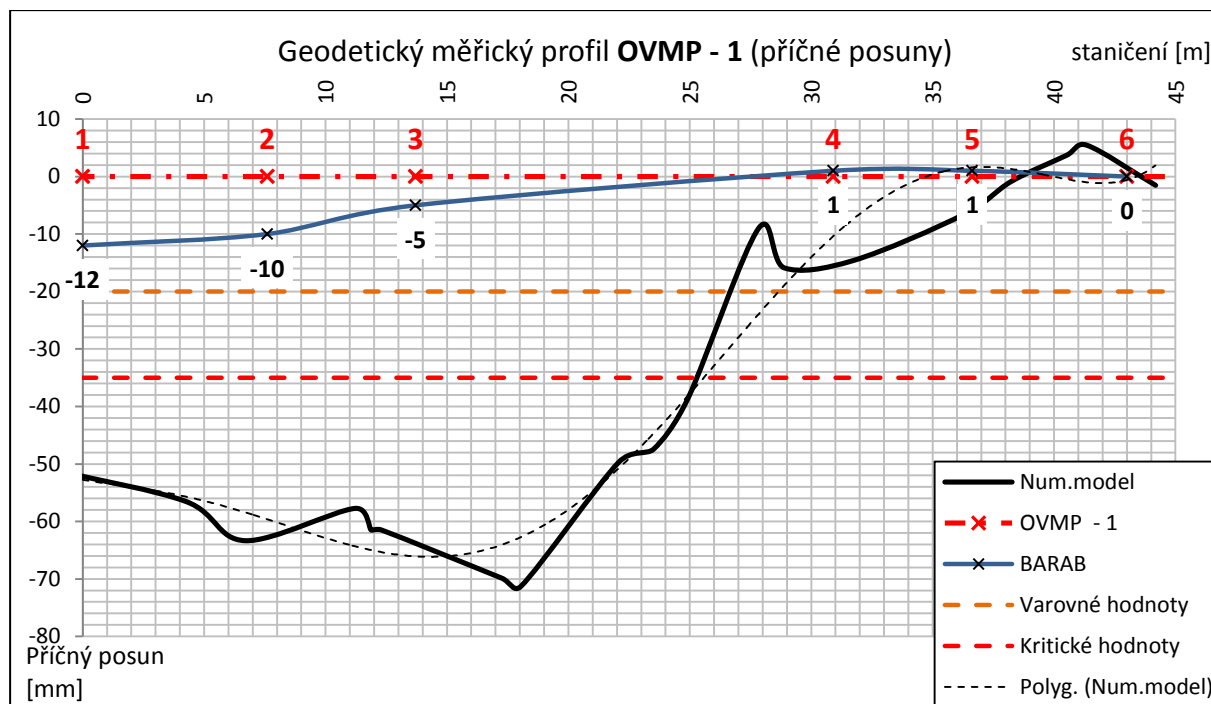
Jelikož u OVMP-1 došlo k nejvýraznějšímu překročení limitních hodnot varovných stavů, byl tento geodetický profil zvolen pro porovnání velikostí jednotlivých deformací zjištěných GTM a numerickým modelem.

Na následujících grafech (Graf 1, 2 a 3) jsou srovnávány hodnoty posunů příčných (kolmých na směr staničení tunelu), podélných (ve směru staničení) a svislých směrech. Je

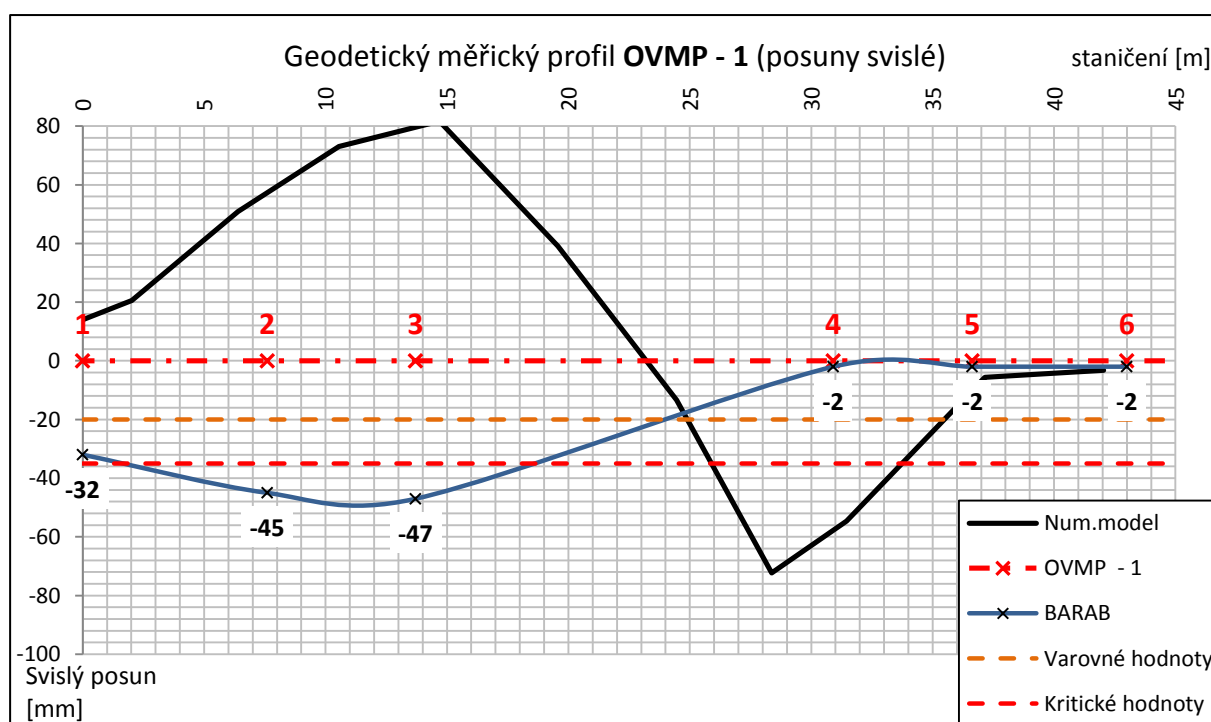
třeba předznamenat, že první získané hodnoty z GTM jsou z doby bezprostředně před začátkem ražby tunelu, kdežto deformace pro numerický model jsou od počátku výstavby portálu. Z tohoto důvodu není očekáváno od hodnot deformací, že budou korespondovat s posuny zjištěnými GTM. Naproti tomu může právě jejich porovnání velmi dobře poukázat na možnost překročení varovných stavů již dříve nebo naopak spojit jejich dosažení výhradně s narušením napjatosti po začátku ražby. Určitým problémem, který tuto úvahu ještě komplikuje, je ten, že se neví, kdy byla stavební jáma osazena monitorovacími prvky. Nezodpovězenou otázkou tedy nejspíš zůstane, jak velké deformace mohly proběhnout než by byly zaznamenány první hodnoty monitoringem. Oproti tomu numerický model zaznamenával hodnoty deformací již od první fáze výstavby. Z důvodu, že při vypracování této DP nebyly známy hodnoty GTM z doby výstavby VP, jsem postrádal také dostatečnou zpětnou vazbu, která by pomohla se stanovením deformačního chování konstitutivního modelu blížící se co nejvíce reálné situaci. Vzhledem k obecné komplikovanosti zachycení skutečných deformací u konstitutivních modelů bych proto raději, u níže uvedených grafů, mluvil jako spíše o možnosti udělat si představu o deformačním chování geotechnické konstrukce za dobu výstavby, které však může dosahovat větších či menších nepřesností.



Graf 1 – Podélné posuny v měřickém profilu OVMP – 1



Graf 2 – Příčné posuny v měřickém profilu OVMP – 1



Graf 3 – Svislé posuny v měřickém profilu OVMP – 1

Grafické porovnání hodnot posunů zjištěných GTM a modelu obecně poukazuje na obtížnost jakékoliv interpretace dosažených výsledků.

Pokud na grafech č. 1 a 2 zobrazené velikosti posunů mezi jednotlivými situacemi nějakým způsobem zhodnotit, je třeba nejdříve říci, že na rozdílnosti podélných a příčných

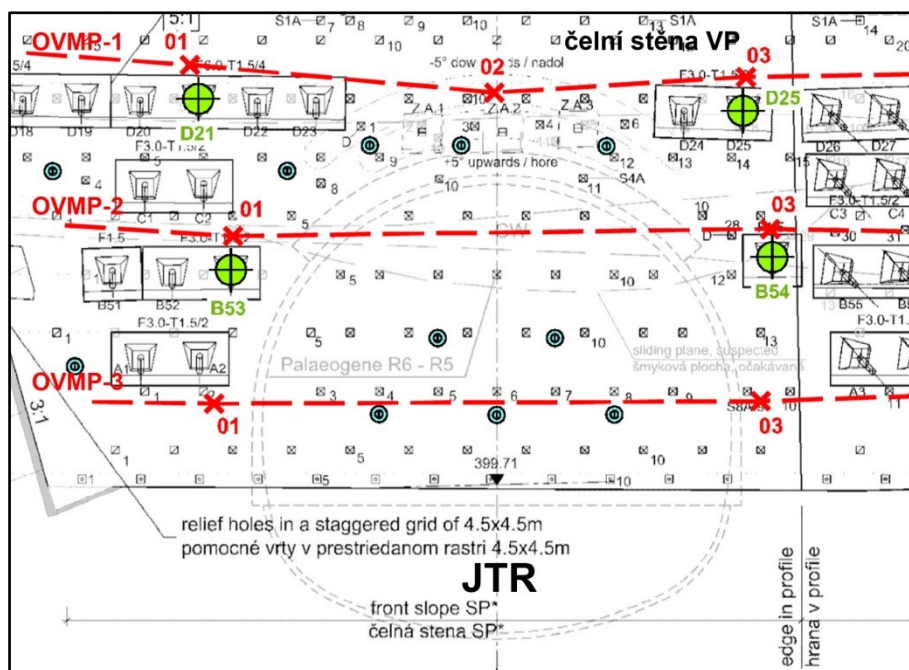
posunů (mezi modelem a GTM) se zcela jistě podepsaly nezachycené deformace proběhnuté během výstavby portálu. Je otázkou, o jak velké deformace se může jednat a do jaké míry hraje svou roli nepřesnost modelu. V prvním grafu lze pochybovat o správnosti hodnoty deformace pro měřický bod č. 2. Velikost posunu v tomto bodě, vzhledem k okolním deformacím zjištěných monitoringem, považují za možnou chybu měření nebo za znehodnocenou vlivem poškození bodu při stavebních pracích. Tato skutečnost by byla vidět ale až po vyjmutí hodnot posunů numerického modelu z grafu č. 1 a změnou měřítka svislé osy. V současné diametrální rozdílnosti zobrazovaných deformací totiž nelze tuto abnormalitu takřka zachytit. Je dobré upozornit na to, že v numerickém modelu velikosti podélných posunů překračovaly několikanásobně i kritické hodnoty.

Příčné deformace (*Graf 2*) u profilu OVMP-1 byly pro model také velmi vysoké. Jejich procentuální rozdíl s GTM byl podstatně nižší, nicméně i přesto byla kritéria překročení varovných také naplněna.

Na grafu č. 3 zřejmě nelze dané deformace dávat vůbec do souvislostí. Zatímco kolem JTR docházelo v numerického modelu k nadvyšování v průběhu výstavby, u STR probíhaly poklesy. Výrazné svislé deformace probíhaly také u měřických bodů 1, 2 a 3 (modelem nezachycených), v místě portálu JTR. Z GTM vyplynulo, že se tento prudký nárůst poklesů týká výhradně geodetických bodů umístěných kolem jižní tunelové roury (*Obr. 68*). Jelikož zde bylo dosaženo k překročení dokonce kritických hodnot, jeví se poklesy v okolí JTR jako nejzávažnější stabilitní problém reálné situace. Konkrétní hodnoty svislých deformací jsou uvedeny v *Tabulce č. 13*.

Tab. 13 – Hodnoty svislých posunů u měřických bodů kolem JTR

| Měřický profil | Svislé deformace [mm] | | |
|----------------|-----------------------|-------|-------|
| | bod 1 | bod 2 | bod 3 |
| OVMP - 1 | -32 | -45 | -47 |
| OVMP - 2 | -28 | --- | -13 |
| OVMP - 3 | -10 | --- | -34 |



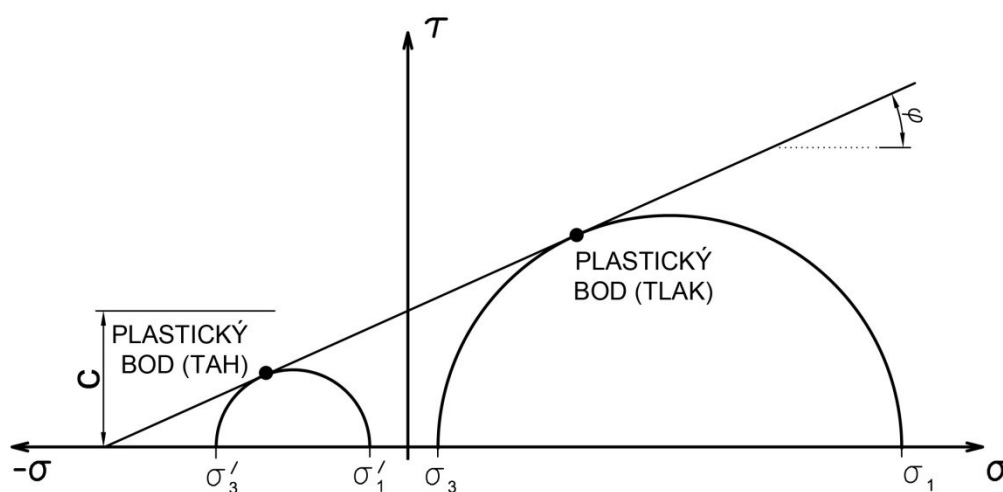
Obr. 68 – Geodetické měřické body v okolí JTR

S ohledem na to, že se tyto svislé deformace v místě JTR objevily v podstatě až po začátku ražby, nelze předpokládat, že by se je podařilo zachytit v tomto numerickém modelu. Za tímto účelem by bylo nutné realizovat dodatečný model, který by simuloval změnu napjatosti v hornině v návaznosti na ražbu tunelu. Za pouhý ukazatel, který predikuje problémy poblíž JTR, tak lze prozatím považovat kritické hodnoty osových sil na kotvách poblíž JTR a také podélné posuny ve sledovaném profilu (OVMP-1) překračující kritické hodnoty nejvíce.

V další části této práce se proto věnuji metodám, které by snad mohly dokázat vyhodnotit, lépe a jednoznačněji, stabilitně-bezpečnostní rizika. V následujícím textu jsou nejprve popsány jednotlivé metody a poté, v kapitole věnující se zhodnocení stability portálu, jsou vyhodnoceny výsledky opírající se o tyto metody.

3.4.3 Plastické body

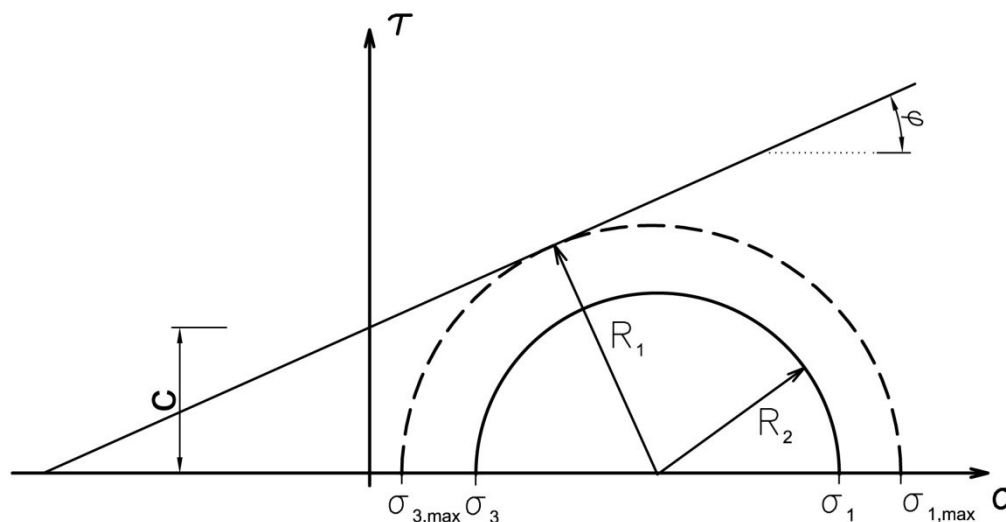
Při zhodnocování stability může o jejím stavu částečně vypovídat také výskyt plastických přetvoření. Pro stanovení momentu, kdy dochází v zemině k těmto přetvořením, se vymezují tzv. plastické body. Jsou jimi body, které leží současně na Mohrově kružnici a na obálce porušení (Obr. 69). Mohou vznikat při tlakovém nebo tahovém namáhání, kdy je dovršeno maximální smykové únosnosti materiálu. Po dosažení plastických bodů může v těchto místech docházet k vzniku trhlin při namáhání tahem. V opačném případě pak plastické body často indikují porušení tlakem.



Obr. 69 – Plastické body na Mohr-Coulombově obálce pevnosti

3.4.1 Čerpání smykové pevnosti

K porušení zemin dochází nejčastěji smykem, proto je bezpečnost geotechnických konstrukcí úzce spjatá se smykovou pevností zemin, resp. hornin. Na základě Mohrovy kružnice se dá stanovovat míra čerpání smykové pevnosti RSS (*Relative Shear Stress*) materiálů v jednotlivých elementech sítě konečných prvků. Je dána poměrem mezi poloměrem kružnice r , která reprezentuje aktuální napěťový stav, a poloměrem kružnice r_{max} dotýkající se Mohr-Coulombovy obálky pevnosti (Obr. 70).



Obr. 70 – Princip čerpání smykové pevnosti RSS

Čerpání smykové pevnosti RSS je dáno vztahem:

$$RSS = \frac{R_2}{R_1} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_{1,max} - \sigma_{3,max}}{2}} \quad (9)$$

Bohužel v programu GTS NX zatím není funkce stanovující čerpání smykové pevnosti implementována, a proto je nutné při hodnocení stability přihlížet k jiným dostupným nástrojům.

3.4.2 Výpočet stupně bezpečnosti

Nejpoužívanější metoda pro posuzování stability, je výpočet stupně bezpečnosti (angl. *Factor of Safety*). Výpočtem stupně bezpečnosti můžeme posuzovat stabilitu svahů, násypů, zářezů nebo jím vyhodnocovat vnější a vnitřní stabilitu pažících konstrukcí. [16]

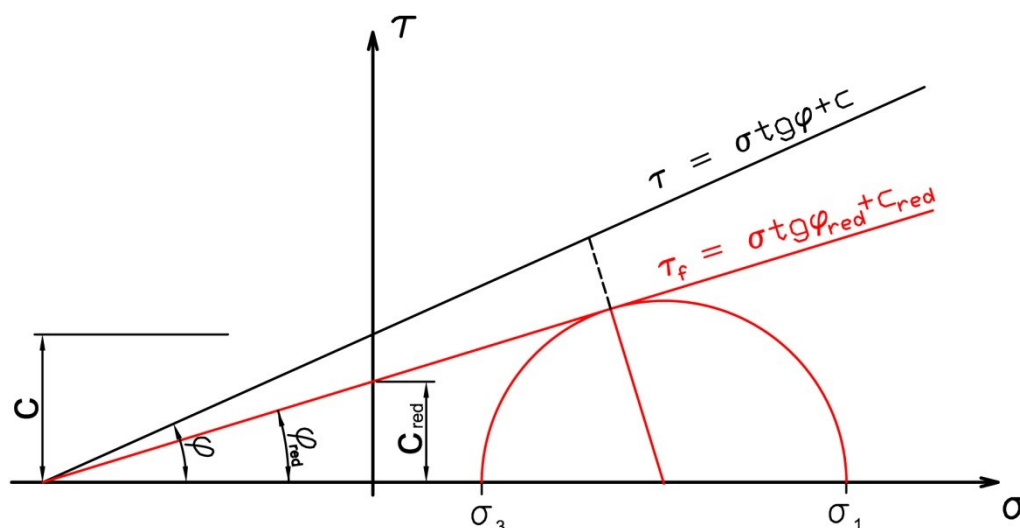
K jeho určení se v programu GTS NX využívá dvou přístupů. První metoda, SAM (*Stress Analysis Method*), je založena na nelineární MKP a teorii mezní rovnováhy.

V naší situaci bylo naopak využito metody SRM (*Strength Reduction Method*). U této metody je stupeň bezpečnosti označován také jako SSRF (*Shear Strength Reduction Factor*). Je určován poměrem dvojic smykových pevností zemin τ a τ_f . [17]

$$SSRF = \frac{\tau}{\tau_f} \quad (10)$$

kde τ - skutečná smyková pevnost zemin; τ_f – minimální smyková pevnost potřebná k zachování neporušitelnosti

V programu MIDAS GTS NX je redukce pevnostních smykových parametrů založena na tzv. *phi/c reduction* přístupu (Obr. 71). Během jeho výpočtu jsou postupně snižovány velikosti soudržnosti a úhlu vnitřního tření (c , φ) dokud výpočet konverguje. V opačném případě je tento moment považován za dosažení bodu porušení. Maximální poměr snížení pevnosti v tomto bodu se potom používá pro stanovení minimálního faktoru bezpečnosti (*FOS*). [18]



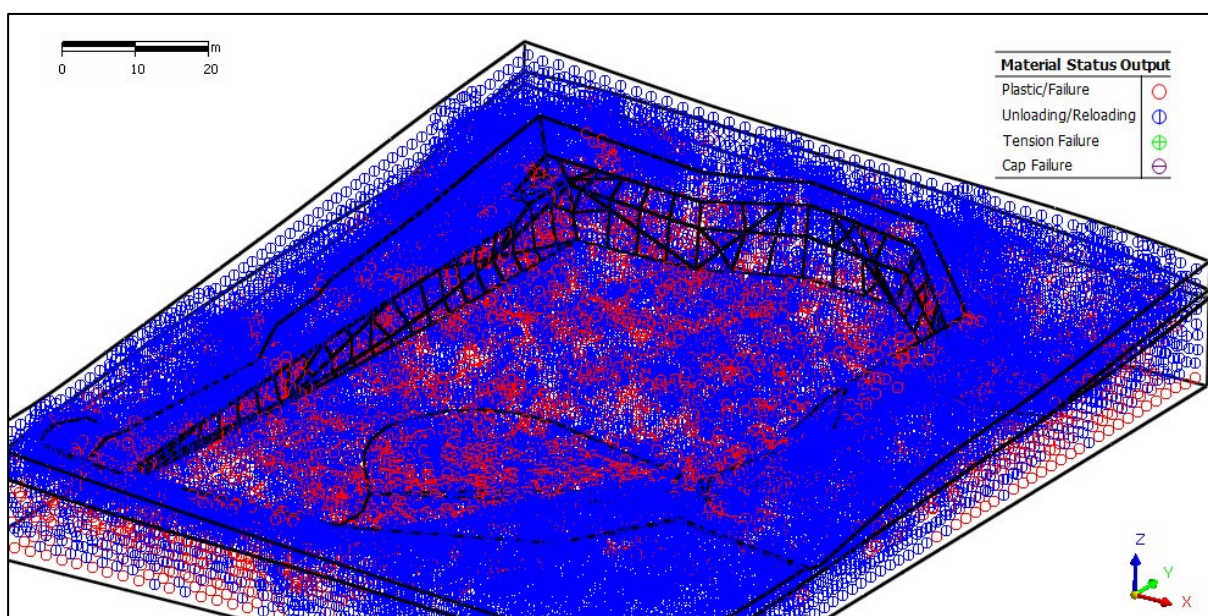
Obr. 71 – Princip Phi/c reduction metody

Největší výhodou metody SRM je to, že není třeba znát poruchovou oblast předem a že výsledky zahrnují mimo výsledného faktoru také podmínky napjatosti. Tato metoda avšak někdy nedokáže oblast porušení jednoznačně definovat. [18]

3.4.3 Zhodnocení stability portálu

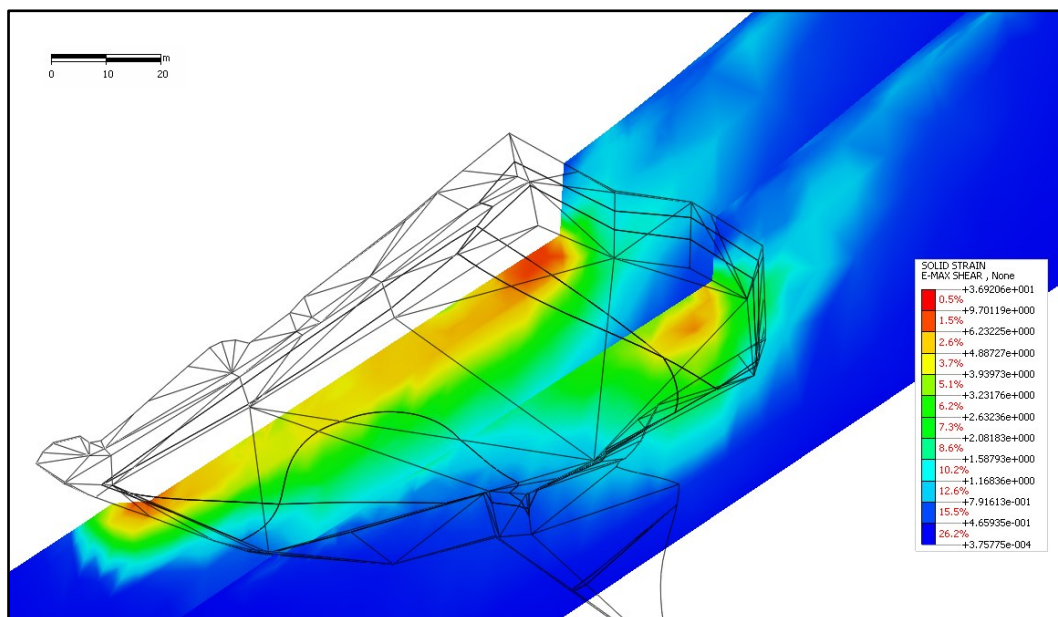
Stabilitní výpočet, provedený metodou SRM, nabízí mimo zjištění faktoru stability také sledování dalších výstupů.

Prvním z nich je výskyt plastických bodů v modelové situaci. Představuje jej *Obr. 72*. Zájmová oblast je soustředěna na bezprostřední okolí stavební jámy. Uživatelské prostředí programu MIDAS GTS NX v tomto ohledu neumožňuje přílišnou variabilitu při vykreslování těchto bodů. Z tohoto důvodu zachycení trojrozměrného výskytu plastických bodů (*Plastic/Failure*, na obrázku označené červenými kružnicemi) pouze rámcově vymezuje oblasti plastických přetvoření. Zde se nejvíce koncentrují kolem dna stavební jámy a jejích stěn.



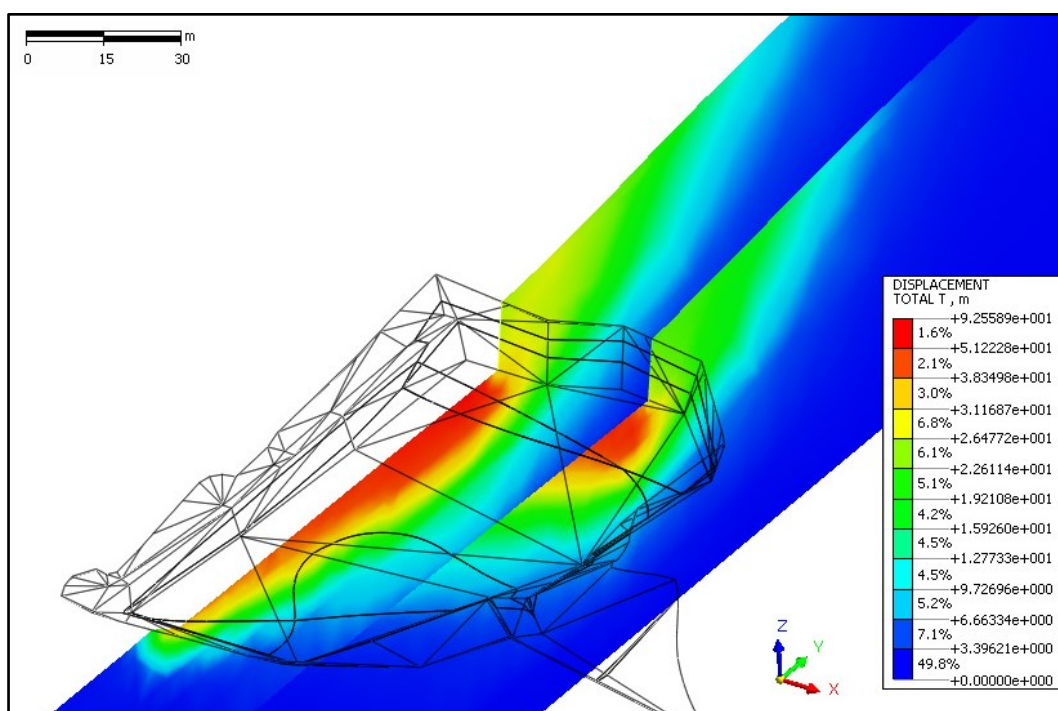
Obr. 72 – Výskyt plastických bodů v bezprostřední blízkosti stavební jámy

S výskytem plastických bodů úzce souvisí maximální smyková přetvoření. Ta jsou vykreslena ve dvou typických řezech na *Obr. 73*. Řezy jsou vedeny podélným směrem skrz jižní a severní tunelovou rouru. Maximální smyková přetvoření korespondují s výskytem plastických bodů. Na rozdíl od *Obr. 73* řezy dokázaly řezy odhalit zvýšené hodnoty smykových přetvoření u paty čelní stěny stavební jámy. Poměrná smyková přetvoření se používají také k indikování smykových ploch u řešení stability svahů. V tomto případě avšak bylo docíleno pouhého naznačení možné lokalizace smykové plochy. Vzhledem k charakteru koncentrace smykových přetvoření však možná nelze hovořit přímo o odlučné smykové ploše. Více k této situaci bude řečeno v návaznosti na další grafický výstup (*Obr. 74*).



Obr. 73 – Maximální smyková přetvoření

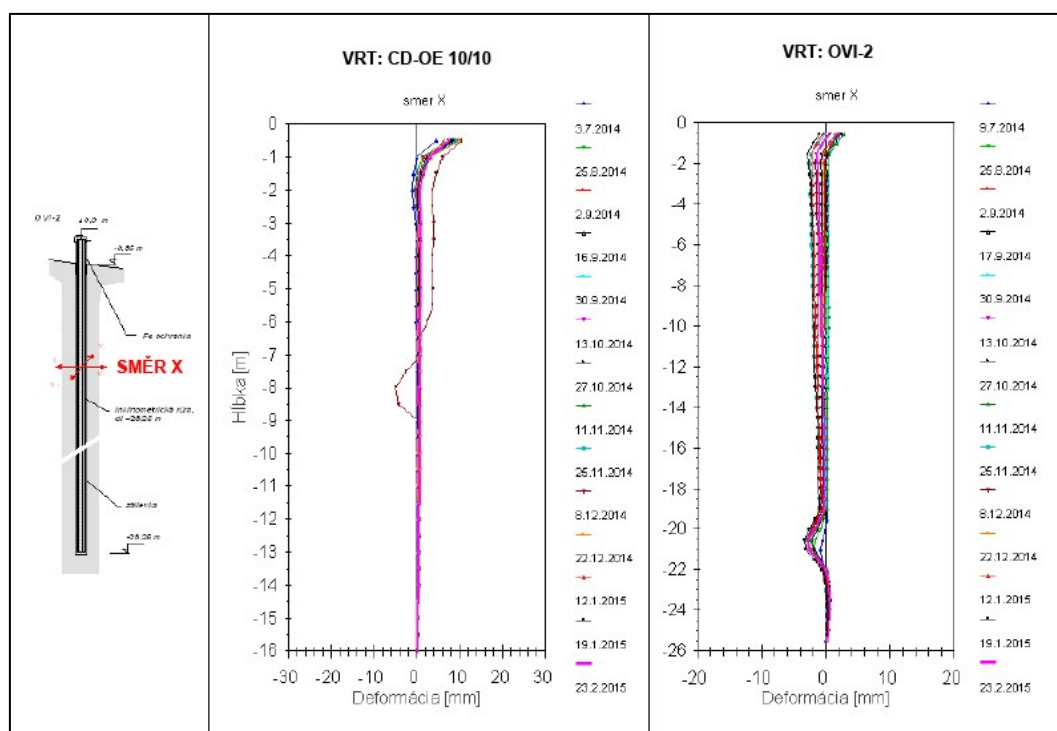
Určitou představu o mechanismu porušování horninového prostředí (*Obr. 66*) dává rovněž vykreslení totálních deformací stanovených pro stabilitní úlohu. Je nutné poznamenat, že velikosti deformací nejsou při stabilitních výpočtech relevantní.



Obr. 74 – Celkové deformace stanovené pro stabilitní úlohu

I když předchozí grafický výstup může lépe naznačovat teoretický výskyt smykové plochy, její reálné lokalizace bychom v tomto případě nejspíše dosáhli pouze vymodelováním.

Při tomto postupu by ale velkým problémem bylo prostorové řešení situace. Pomineme-li složitost modelování takovéto plochy, je nejprve nutné ji dobře zachytit. Kromě obhlídky na místě staveniště je vhodné využít naměřených údajů z GTM. U VP tunelu Ovčiarsko připadají v úvahu hlavně inklinometrická měření. Schéma umístění průzkumných děl pro portálovou oblast je vloženo do přílohové části této práce (*Příloha č. 1*). Jak se bohužel ukázalo, podařilo se z dostupných materiálů nalézt pouze 2 vrty (*Obr. 75*), které by indikovaly vznikající smykovou plochu. Vrt CD-OE 10/10 se navíc nacházel u svahu S1-2, a tak se dalo při modelování poruchové zóny za čelní stěnou portálu opírat pouze o jediný vrt.



Obr. 75 – Inklinometrické vrty zachycující potenciální smykové plochy

Nejvýraznější komplikací při tvorbě této poruchové oblasti by bylo stanovení adekvátních redukovaných parametrů pro konstitutivní model. Jedná se o velmi složitý proces a jejich nesprávné určení by mohlo ve výsledku správnosti modelu spíše uškodit. Z těchto důvodů byl numerický model nakonec ponechán beze změn.

Kvantitativním zhodnocením stability území je hodnota faktoru bezpečnosti připortálové oblasti. Programovým výpočtem pro stabilitu byla konečná hodnota koeficientu FOS rovna 2,13.

$$\text{Faktor bezpečnosti (FOS)} = 2,13$$

V geotechnické praxi jsou považovány geotechnické stavby s touto velikostí stupně bezpečnosti za dlouhodobě stabilní. Tato hodnota také může poukazovat na ekonomické použití přijatých stabilizačních opatření.

Na druhou stranu víme, že napětí-o-deformační stav poskytoval poněkud jiný obrázek o stabilitě systému geotechnická konstrukce – hornina. Připomeňme dosažení kritických hodnot u sil na kotevních prvcích. O určité nestabilitě systému referuje i vznik trhliny a dosažení varovných stavů tak krátce po ražbě prvních metrů tunelu.

Toto vyvolává otázku, co mohlo vést k zvýšení výslednému faktoru bezpečnosti nad hodnotu, která by lépe vystihovala skutečnou situaci. Možností je samozřejmě více, nicméně zde budou popisovány ty, které považuji za nejpravděpodobnější.

Následující úvahy odkazují na princip určování faktoru bezpečnosti (použita „*phi-c reduction*“ metoda). Při zadávání pevnostních parametrů horninového prostředí se vycházelo z jejich laboratorně stanovených efektivních hodnot. Reálné hodnoty však mohou být vlivem zvodnělého prostředí jiné. Řeč je o potenciálně nižších parametrech úhlu vnitřního tření. Ačkoliv proběhla snaha o zohlednění tohoto vlivu, je možné, že se jej nepodařilo dostatečně věrně zachytit.

Jistou váhu nejistoty při určování faktoru bezpečnosti na sebe bere také zmiňovaná smyková plocha. Vzhledem ke koncentraci smykových přetvoření spíše kolem dna stavební jámy (*Obr. 73*) je minimální stupeň stability vázán na tuto oblast. Pokud ovšem v reálné situaci existuje potenciální poruchová zóna výrazně nižších pevnostních parametrů, pak to také ovlivní výsledek celkové stability.

Tyto úvahy jsou ovšem pouze teoretického rázu a jejich potvrzení nebo vyvrácení by vyžadovalo rozsáhlejší studii celé zájmové oblasti.

Za dobrý výsledek však považuji především to, že se analýzou napětí-o-deformačního stavu podařilo velmi dobře odhalit místo, které poukazovalo na možné komplikace. Zde mohlo docházet k problémům už při samotné výstavbě portálu nebo, jak se nakonec i ukázalo, při započatí ražby tunelu, které následně vyvolalo kritickou změnu napjatosti. Z monitoringu deformací na čelní stěně bylo jasně patrné, že největšími problémy byly především prudké poklesy kolem JTR.

4. Analýza variantního návrhu

Vzhledem k dobré identifikaci problematické oblasti došlo nakonec k upuštění od původního záměru vytvářet zcela nový model. Naskytovala se totiž příležitost posoudit, zda by bylo možné předejít výskytu varovných hodnot přidáním stabilizujících prvků nebo dimenzováním prvků použitých u původního projektu východního portálu. Jelikož v předchozím modelu nebyla zahrnuta ražba tunelu, která se ukázala původcem (nebo spouštěčem) následných stabilitních problémů, bylo cílem variantního návrhu především dostat pod kontrolu kritické síly dosažené v původních kotvách a snížit deformace (především podélné) na čelní stěně VP u variantní modelové situace.

4.1 Tvorba modelu

Geologické vrstvy v modelu, stejně jako základní geometrie stavební jámy, zůstaly ve variantním návrhu zajištění VP tunelu Ovčiarsko beze změny.

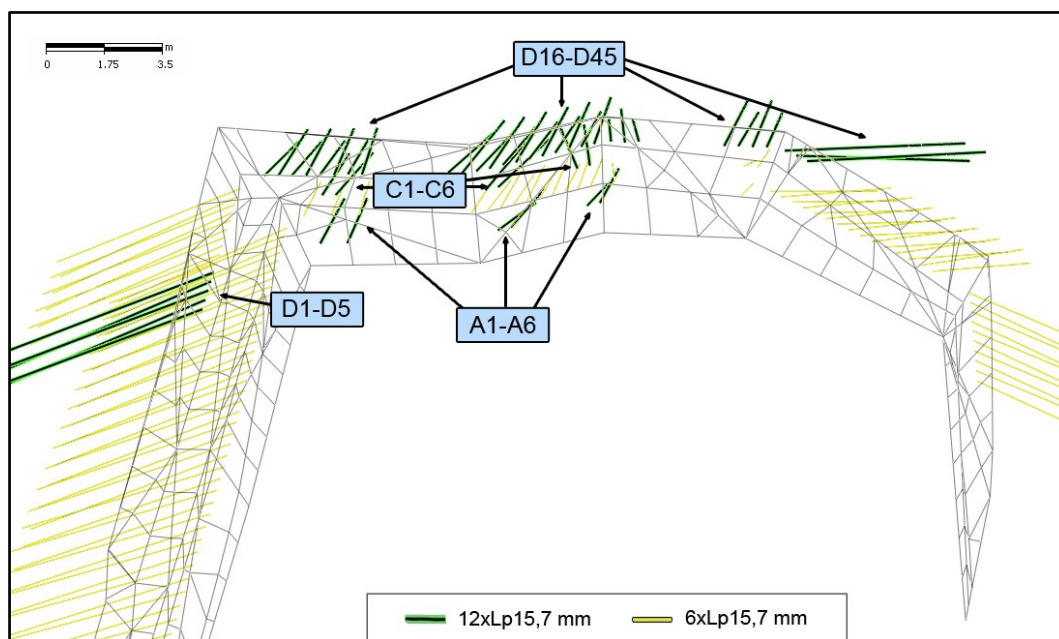
4.1.1 Parametry použité v modelu

V alternativním modelu byly k popisu chování materiálů použity stejné konstitutivní modely jako v původní situaci. Geotechnické parametry horninového prostředí proto zůstaly ve variantním modelu nezměněny. Jelikož nebyla přijata v návrhu žádná dodatečná opatření mající vliv na výšku hladiny podzemní vody, byla taktéž uvažována v její původní podobě. Díky tomu nebylo nutné dodatečně upravovat geotechnické charakteristiky hornin, které byly vlivem výskytu podzemní vody ovlivněny. Z těchto skutečností vyplývá, že bylo možné využít pro horninové vrstvy již vygenerované sítě konečných prvků.

4.1.2 Kotvy

Hlavní stabilizační prvky, které měly jejich změněním v alternativním modelu zajistit vyšší bezpečnost VP, byly předpínané zemní lanové kotvy.

Při jejich návrhu bylo využito především znalosti napěťo-deformačního stavu původní situace. Pro ni byly zjištěny velmi vysoké hodnoty osových sil kotev, které přesahovaly jejich kritickou velikost pro varovné stavy GTM. Jednalo se výhradně o lanové kotvy instalované v čelní stěně VP, a sice v kotevní úrovni A a D (Obr. 65, str. 73). Aby se předešlo nadměrnému namáhání těchto kotev, blížícího se jejich garantované únosnosti, jevílo se vhodné na jejich místo navrhnout nové, s vyšší zaručenou kotevní silou. Následovalo několik dílčích modelových výpočtů, které sledovaly účinky navrhovaných kotev na redistribuci sil v zachovaných, původních, kotvách. Na základě této analýzy byla vybrána nejen adekvátní zemní lanová kotva, ale také z ní vyplynulo, že je žádoucí učinit obdobná opatření u dalších kotev (mimo již vybrané kotvy na čelní stěně). Kterých kotev se změna týkala, je patrné z Obr. 76.



Obr. 76 – Umístění navržených zemních lanových kotev

Kotvy byly navrženy 12pramencové Lp15,7 mm délky 40 m, přičemž uvažovaná délka kořene s ohledem na předpokládaná vyšší napětí činila 15 m. Celkem došlo zaměně 45 původních kotev za únosnější. Ty by měly být při realizaci instalovány v rozmezí úhlů 22° až 25°.

Pro lineárně pružný konstitutivní model byly použity shodné parametry jako u původního případu. Předpínací síla kotev činila 600 kN, což bezpečně splňuje požadavek výrobce na maximální předpínací sílu. Ta musí dosahovat max. 75% z mezní síly pro porušení lana. [13], [19]

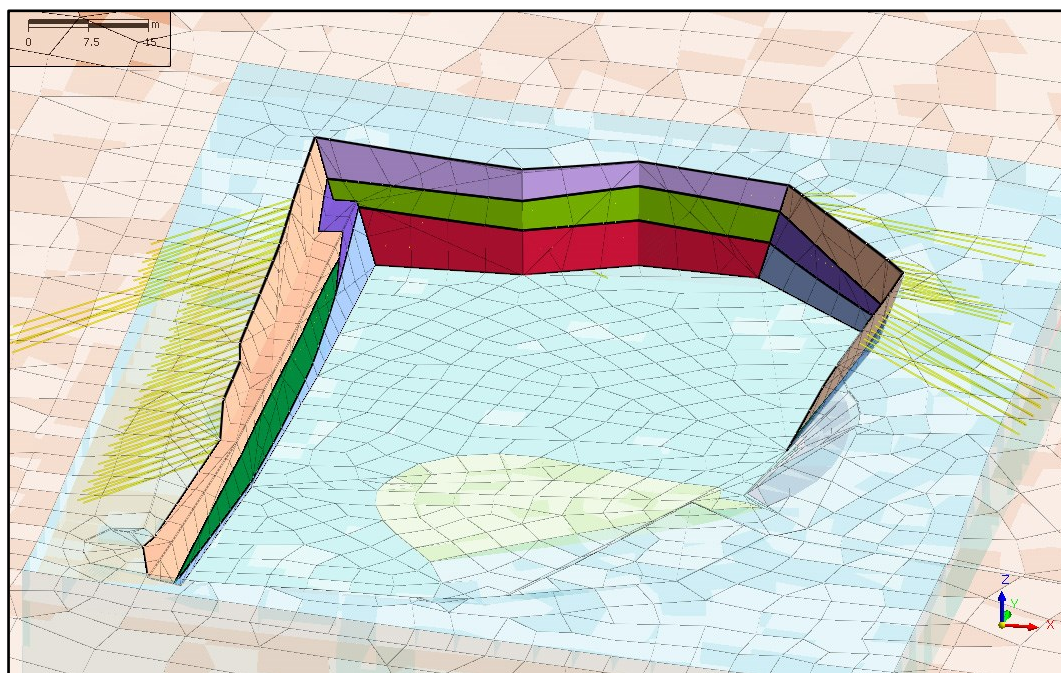
Potřebou programového výpočtu byla také znalost odpovídajícího náhradního průměru kotvy. Byl vypočten na 54,4 mm.

Obdobným postupem, který je podrobněji popsán u tvorby prvního modelu (*kap. 3.2.9*, str. 55), byly vygenerovány elementy sítě pro nově navržené kotvy.

4.1.3 Stříkaný beton

Za účelem snížení deformací na čelní stěně portálu bylo cílem nového návrhu zvýšit celkovou tuhost portálové stěny. Kdyby se však měnily pevnostní a přetvárné parametry použitého betonu, byla by nutná důkladnější parametrická analýza, aby se dalo zpětně hodnotit, jaké ovlivnění lze pro podobné situace očekávat. Je pravdou, že určitou roli v rozhodnutí neměnit parametry pro konstitutivní model hrálo celkové zjednodušení návrhové situace tímto krokem. Změna vlastností použitého materiálu by přinesla další komplikace při opětovnému určování vlivu hřebíkování na stabilitu stěny o jiných vlastnostech, než jaké měla u původního modelu (zmiňovaný postup uveden v *kap. 3.2.11*, str. 58).

Z výše uvedených důvodů bylo tedy zvýšení tuhosti stěny docíleno aplikováním dodatečné vrstvy SB vyztužené 1 vrstvou kari sítě AQ50. Tloušťka stříkaného betonu byla navyšována pouze u nejproblematictější části portálu, čelní stěny. Jelikož došlo k diferenciaci geometrických parametrů, bylo nutné vytvořit novou síť konečných prvků SB. Jednotlivé sítě jsou barevně odlišeny na *Obr. 77*.



Obr. 77 – Vytvořená síť vrstev SB, variantní návrh

Přehled použitých parametrů pro lineárně pružný konstitutivní model:

- Youngův modul pružnosti $E = 5 \text{ GPa}$ (mladý SB); $E = 15 \text{ GPa}$ (zralý SB)
- Poissonovo číslo $\nu = 0,3$
- Měrná tíha $\gamma = 24 \text{ kNm}^{-3}$
- Tloušťka $0,17 \text{ m}$ (boční stěny) a $0,25 \text{ m}$ (čelní stěna)

4.1.4 Zeminové hřebíky

U technologie hřebíkování nebyly provedeny žádné změny. Její vliv na deformační změny stěn stavební jámy byl proto považován za obdobný jako u prvního modelu (viz. *kap. 3.2.11*, str. 58).

4.2 Nastavení výpočtu

Pro numerickou analýzu matematického modelu byl ve shodě s původní situací zvolen typ výpočtu *Construction Stage* za předpokladu neodvodněného chování prostředí.

4.2.1 Výpočtové fáze

Jednotlivé konstrukční fáze u obou variant vycházely ze stejných principů pro jejich modelování. Postup prací při výstavbě VP u alternativního návrhu se také příliš neliší, a proto jsou jednotlivé etapy výpočtů obdobně koncipovány. V podstatě přibyla pouze 1 konstrukční fáze, která simulovala časový odstup provádění kotev ve dvou výškových úrovních. Mezi ně byl rozdělen Load Distribution Factor poměrem 3:2, resp. 0,3 a 0,2. Jinak bylo užito principu rozdělování LDF mezi každé 3 fáze postupně 4:1:5 (viz *kap. 3.3.1*, str. 66).

Výčet konstrukčních fází výpočtu je uveden v následující tabulce (*Tab. 14*).

Tab. 14 – Konstrukční fáze výpočtu

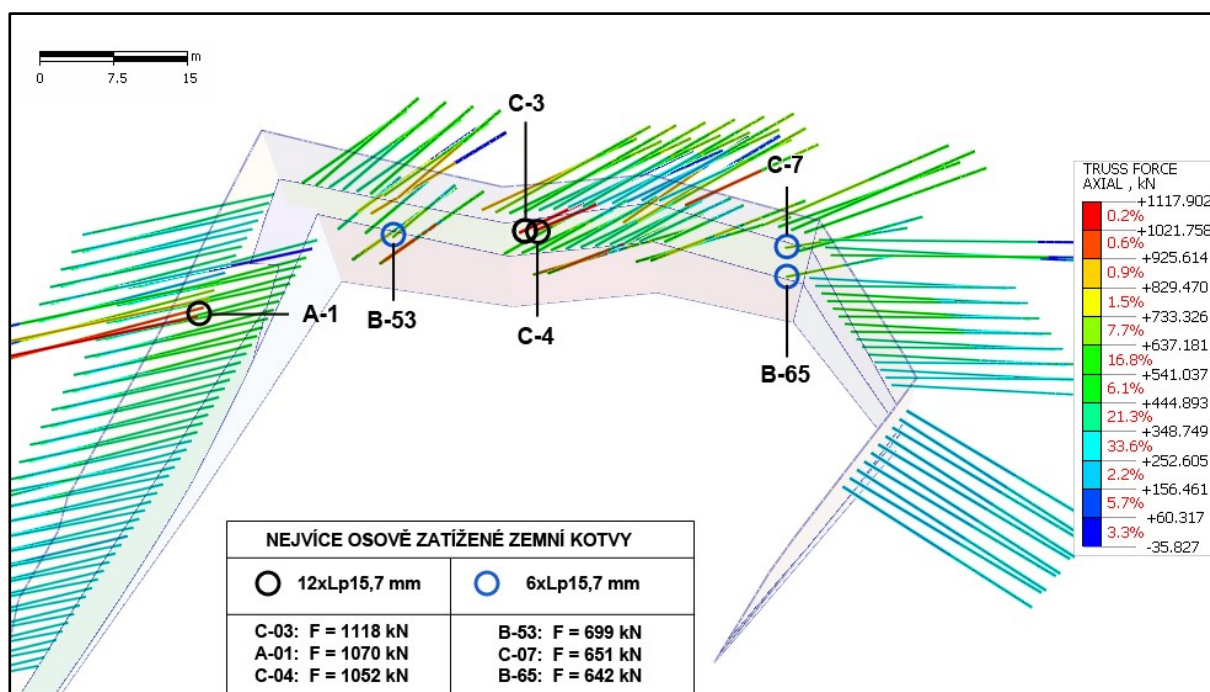
| Konstrukční fáze | | Popis |
|------------------|--------------------------|--|
| č. | Označení | |
| 1 | Initial Phase | <i>Původní terén, HPV v hloubce 2,6 m pod povrchem</i> |
| 2 | Drainage | <i>Odvodnění (vznik depresního kužele)</i> |
| 3 | Excavation: Q | <i>Odtěžení 1. etáže (kvartér)</i> |
| 4 | Soft S/C: Q | <i>Aplikování SB (mladý)</i> |
| 5 | Hard S/C: Q | <i>SB vyžrálý + předpínání kotev D43 až D45</i> |
| 6 | Exc.: R6-R5 & R6 | <i>Odtěžení 2. etáže (horniny R6-R5 a R6)</i> |
| 7 | Soft S/C: R6-R5 & R6 | <i>Aplikování SB (mladý)</i> |
| 8 | Hard S/C: R6-R5 & R6 (1) | <i>SB vyžrálý + předpínání kotev D1 až D42, C1 až C6 (pouze u čelní stěny)</i> |
| 9 | Hard S/C: R6-R5 & R6 (2) | <i>SB vyžrálý + předpínání kotev C7 až C8, B66 až B80</i> |
| 10 | Exc.: R5-R6 | <i>Odtěžení 3. etáže (horniny R5-R6)</i> |
| 11 | Soft S/C: R5-R6 | <i>Aplikování SB (mladý)</i> |
| 12 | Hard S/C: R5-R6 | <i>SB vyžrálý + předpínání kotev B1 až B65, A1 až A6</i> |

4.3 Vyhodnocení výsledků

Při vyhodnocování výsledků byla mimo níže uvedených posouzení opět sledována napětí působící na stěnu ze SB. Jelikož však tyto výsledky nabízely obdobný obrázek o koncentracích napětí, jako tomu bylo u původního modelu, nebyly podrobeny bližšímu zkoumání. Vybraná napětí jsou proto uvedena pouze v Příloze č. 2.

4.3.1 Vnitřní síly na kotvách

Pro stanovení účinnosti přijatých opatření na snížení čerpání tahové pevnosti kotev sloužilo vykreslení vnitřních sil na těchto prvcích (*Obr. 78*). Na obrázku jsou rozděleny kotvy do dvou typů a uvedeny vždy 3 z nich, které jsou osově nejvíce zatížené.



Obr. 78 – Výčet nejvíce osově zatížených zemních kotev

Při návrhu kotvení se předepisuje zaručená kotevní síla P_0 , jíž je kotva schopna přenést bezprostředně po procesu napínání. Její hodnoty uvádí většinou výrobce v technickém listu. Bývá určována jako 60% z mezní pevnosti kotevního táhla [20]. Na jejím základě lze provést základní hodnocení a vycházet z ní při stanovování varovných hodnot osových sil na kotvách (*Tab. 15*).

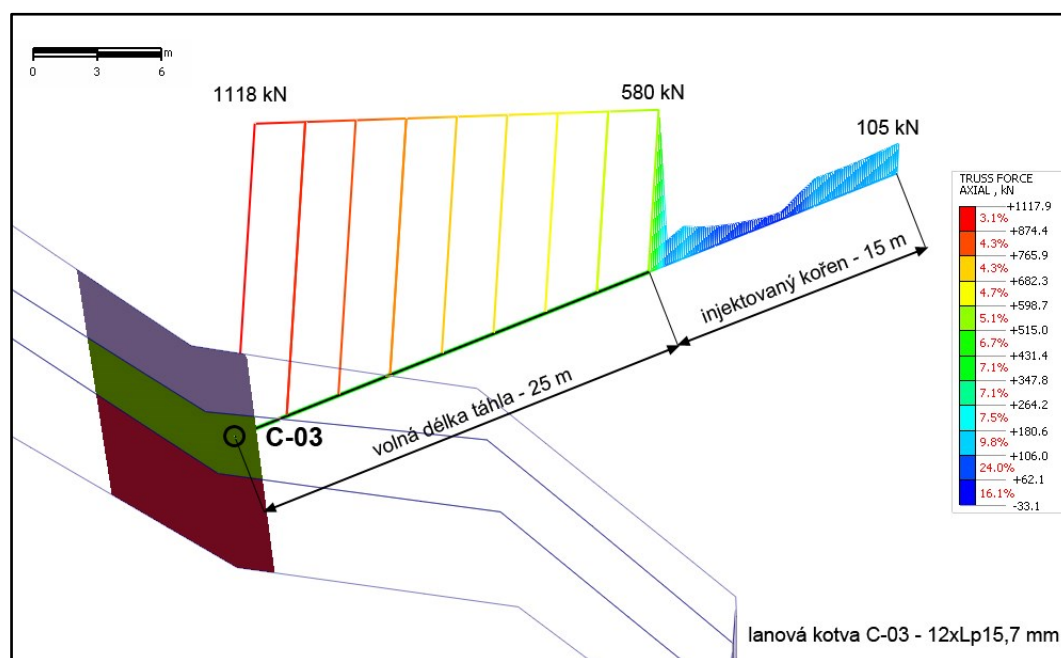
Tab. 15 – Základní hodnocení vybraných kotev z hlediska osového namáhání

| Kotva ozn. | Typ | A_p [mm ²] | Mezní síla $P_{tk}=A_p \cdot f_{tk}$ [kN] | Kotevní síla $P_0 < 0,6 \cdot P_{tk}$ [kN] | Varovná hodnota [kN] | F_{skut} [kN] |
|---------------|--------------|-----------------------------|---|--|----------------------------|--------------------|
| C-03 | 12xLp15,7 mm | 1800 | 3348 | 2009 | 1610* | 1118 |
| B-53 | 6xLp15,7 mm | 900 | 1674 | 1004 | 790 | 699 |

1 pramenec 15,7 mm(0,62") - S 1860 MPa, $A_p = 150 \text{ mm}^2$

*Varovná hodnota - uvažována 80% P_0

Podrobnější posouzení však vyžaduje především bližší zkoumání mezních stavů porušení. Vnitřní síly v kotvě s maximální dosaženou osovou silou (C-03) byly hodnoceny z hlediska návrhové únosnosti v tahu, únosnosti proti vytržení táhla z kořene a proti vytažení kořene ze zeminy. [21] K tomu bylo třeba znát síly nejen na hlavě dané kotvy, ale i v kořenové části (Obr. 79).



Obr. 79 – Vnitřní síly na lanové kotvě C-03

Maximální osová síla v kotvách je rovna síle zjištěné v její hlavě, $F_{skut} = F_{max} = 1118 \text{ kN}$. Podmínkou pro neporušení táhla je, že tato síla musí být menší než jeho výpočtová únosnost R_{dt} .

$$F_{max} \leq R_{dt} = A_p \cdot f_{td} \quad (11)$$

Posouzení:

$$F_{\max} = 1118kN \leq R_{dt} = 1800 \cdot 1,860 / 1,5 = 2480kN \quad \text{VYHOVUJE}$$

Další kritérium, které navržená injektovaná kotva musí z hlediska únosnosti plnit, je schopnost kořene přenést vnášené síly táhlem bez vnitřního porušení. Pro navrhnutou cementovou zálivku z cementu CPC 32,5 je uvažováno jako o výpočtové soudržnosti mezi ocelí a betonem v tlaku $R_{bt} = 0,66 \text{ MPa}$ (odpovídá výpočtové pevnosti betonu třídy 12,5 v tahu). Maximální síla, kterou je kořen schopen přenést S_b , se vypočítá dle následujícího vztahu:

$$F_{\max,k} \leq S_b = \pi \cdot d_a \cdot l_{ka} \cdot R_{bt} \quad (12)$$

kde R_{bt} – výpočtová soudržnost mezi ocelí a betonem (musí být menší než výpočtová pevnost betonu v tahu)

d_a – průměr ocelového táhla

l_{ka} – kotevní délka ocelového táhla v injektovaném kořeni

V samotném posouzení je kotevní délka uvažována jako polovina délky 15metrového kořene. Největší síla v kořenové části $F_{\max,k} = 580kN$.

Posouzení:

$$F_{\max,k} = 580kN \leq S_b = 3,14 \cdot 0,054 \cdot 7,5 \cdot 0,66 \cdot 10^3 = 840kN \quad \text{VYHOVUJE}$$

Jako poslední byla posouzena příslušná síla vzhledem k třecí únosnosti kořene kotvy. Ke stanovení této únosnosti bylo nejprve nutné zjistit výpočtové tření kořene o zeminu. Pro jeho určení existuje níže uvedený vztah.

$$\tau_d = \frac{\gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi + c}{\gamma_f} \quad (13)$$

kde γ – objemová tíha zeminy nad kořenem

τ_d – výpočtové tření kořene o zeminu

h – hloubka středu kořene pod povrchem terénu

α – sklon kotvy od vodorovné roviny

c – soudržnost zeminy

φ – úhel vnitřního tření zeminy v okolí kořene

γ_f – součinitel spolehlivosti (1,5 pro $\alpha < 30^\circ$; 2,0 pro 30° až 60°)

Celá kořenová část kotvy C-03 se nacházela v horninové vrstvě R5-R6 ($c=3,3 \text{ kPa}$; $\varphi=17,6^\circ$). Úklon kotvy od horizontály je předpokládán 25° . Měrná tíha zeminy nad kořenem je uvažována o něco nižší, $\gamma=21 \text{ kNm}^{-3}$, tedy na stranu bezpečnou. Hloubka středu kořene pod terénem činí cca 20,5 m.

$$\tau_d = \frac{21 \cdot 20,5 \cdot \cos(25^\circ) \cdot \tan(17,6^\circ) + 3,3}{1,5} = 84,71 \text{ kPa}$$

Posuzování třecí únosnosti kořene je prováděno podle vztahu:

$$F_{\max,k} \leq R_{dk} = \pi \cdot d_k \cdot l_k \cdot \tau_d \quad (14)$$

kde τ_d – výpočtové tření kořene o zeminu
 d_k – průměr kořene (uvažováno 0,3 m)
 l_k – délka kořene

Posouzení:

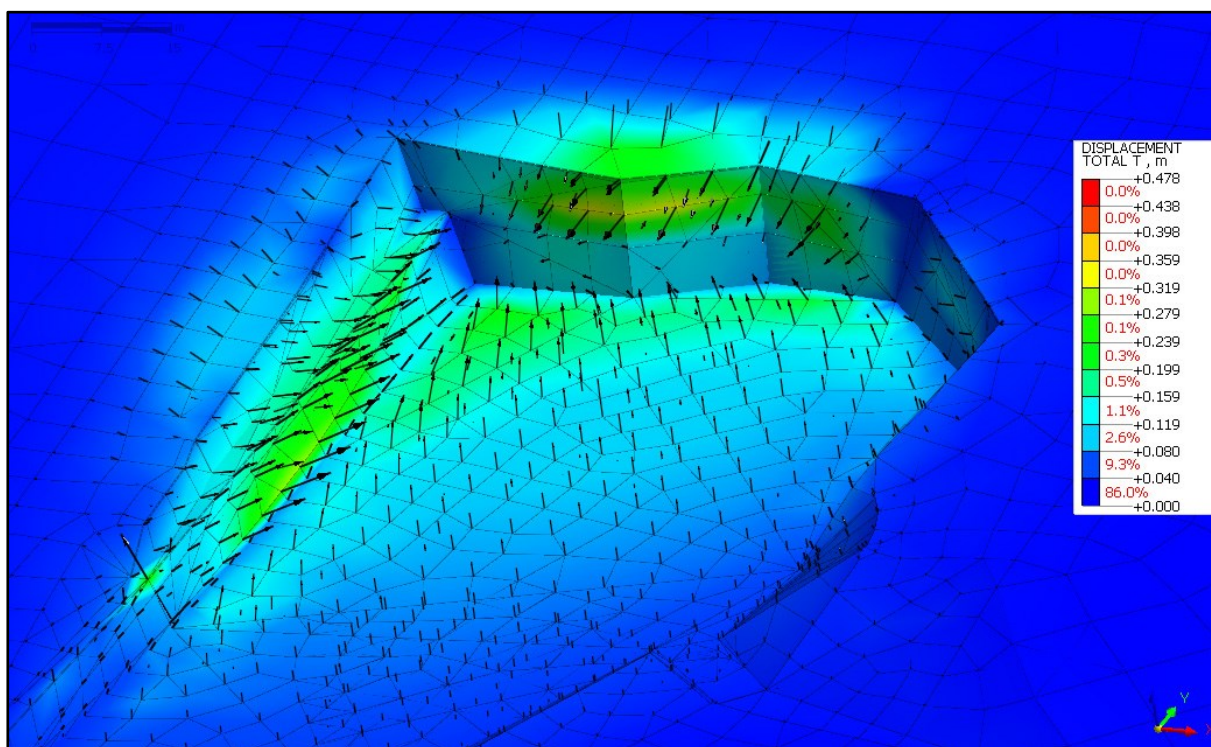
$$F_{\max,k} = 580 \text{ kN} \leq R_{dk} = 3,14 \cdot 0,3 \cdot 15,7 \cdot 84,71 = 1198 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uvedenými výpočty bylo potvrzeno, že navržené kotvy (12xLp15,7mm) vyhoví ve všech kritériích mezních stavů porušení. O tomto závěru nasvědčovalo také to, že modelem vypočtená osová síla nedosahovala ani předem stanovené varovné hodnoty. Obdobně by mohla být posouzena také kotva 6xLp15,7 mm. Vzhledem k velikosti osově síly lze však s dostatečnou jistotou říci, že u ní také nedojde k dosažení mezního stavu únosnosti.

Závěrem lze dodat, že variantně navržené kotevní prvky převzaly v adekvátní míře přenos zatížení do zeminového prostředí namísto původních, méně únosných kotev. Díky tomu již nedošlo v žádné z nich k překročení varovných hodnot.

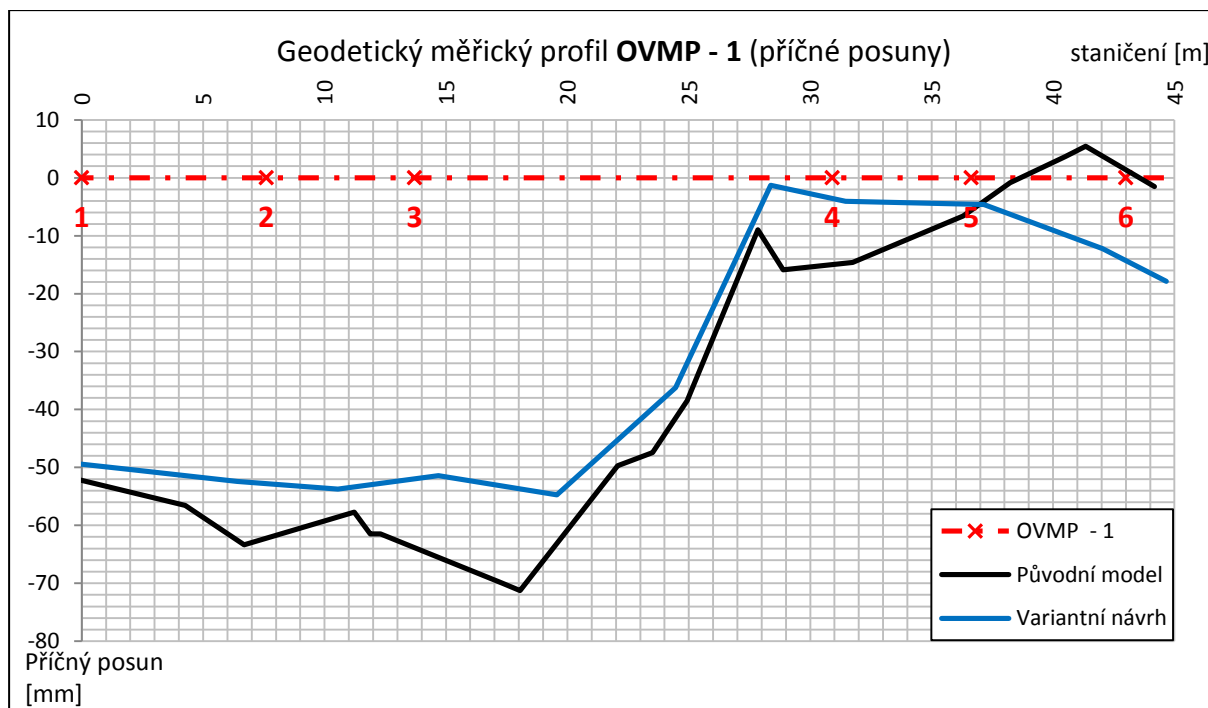
4.3.2 Deformace

Pozitivní účinky přijatých opatření byly očekávány také u deformačního stavu modelové situace. Aby bylo možné tyto předpoklady potvrdit, musely být nejdříve správně interpretovány a zhodnoceny jednotlivé výstupy. Obr. 80 vykresluje směr a velikost celkových deformací. Za účelem porovnávání byla pozměněna barevná škála. Maximální hodnota posunů zde byla převzata z modelu bez přijatých protiopatření. Tímto lze názorně pozorovat pozitivní vliv na snížení celkových posunů. Kvantitativně bylo dosaženo snížení maximální hodnoty totálních deformací ze 47,8 cm na 34,9 cm.

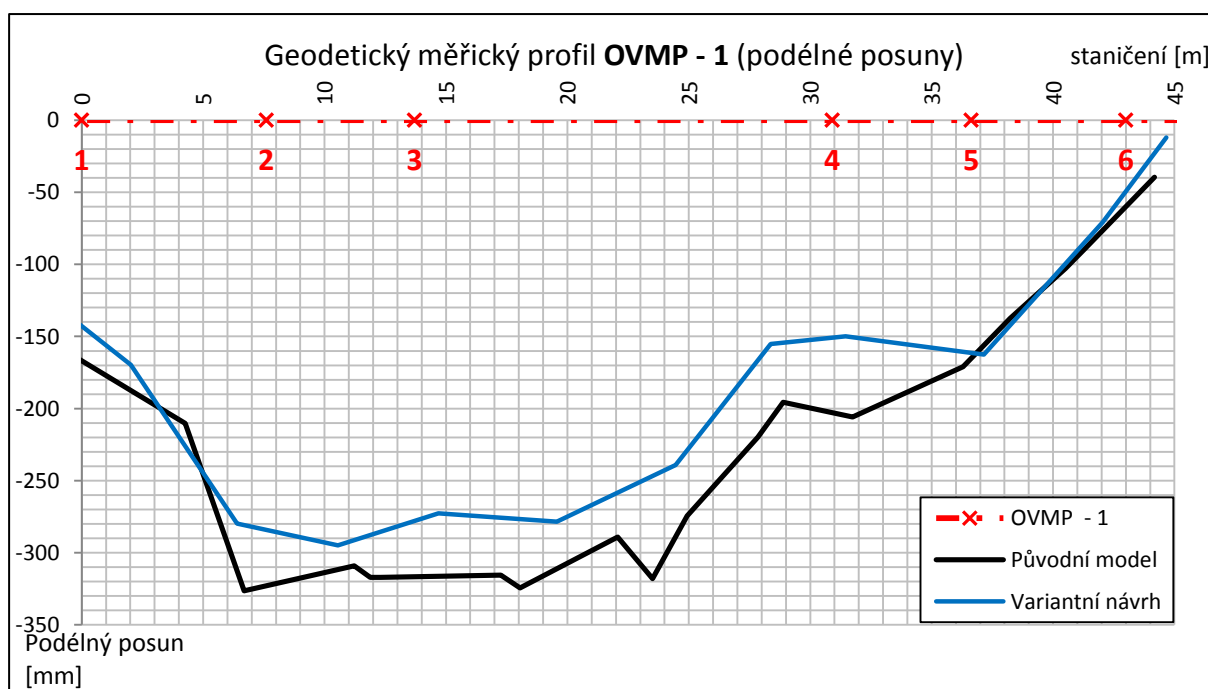


Obr. 80 – Umístění navržených zemních lanových kotev

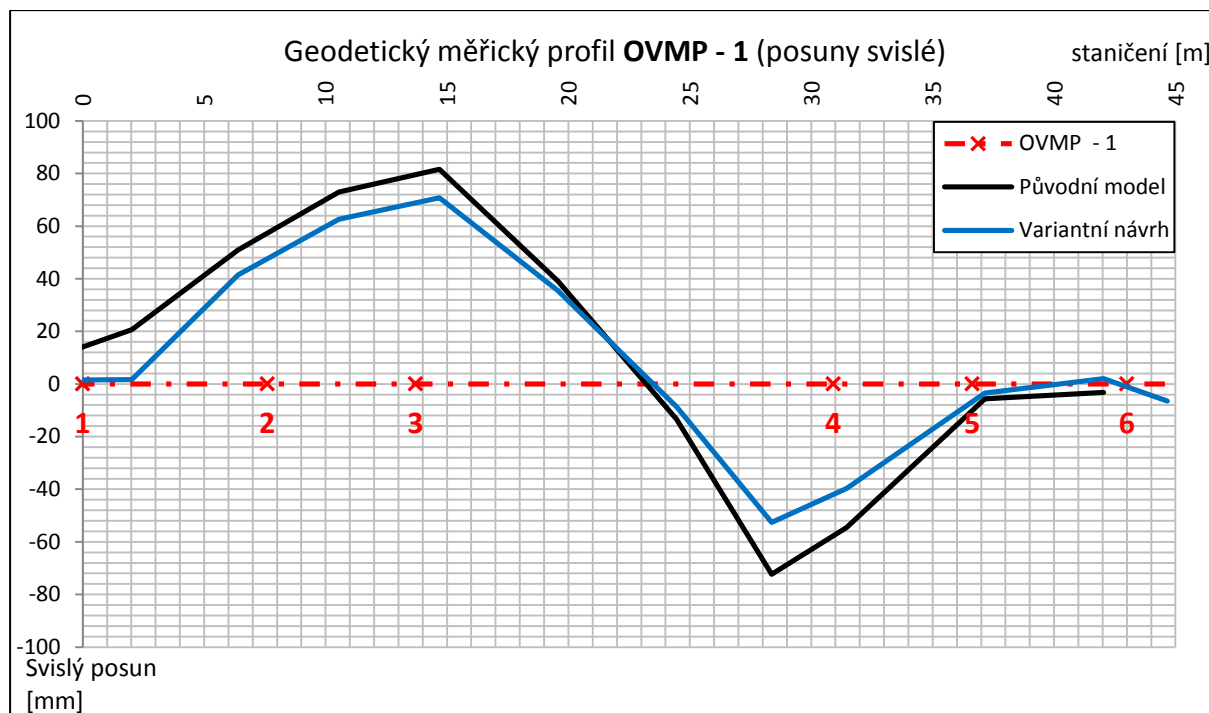
Cílem alternativního návrhu bylo snížit podélné deformace na portálové stěně. Kromě nově navržených kotev byla za tímto účelem také aplikována dodatečné vrstva SB. Ke sledování výsledných deformací byl zvolen opět konvergenční profil OVMP-1. Prochází totiž oblastí s koncentrací největších deformací dosažených v modelu. Následující grafy (Graf 4, 5 a 6) porovnávají deformace (podélné, příčné, svislé) mezi oběma modely.



Graf 4 – Podélné posuny v měřickém profilu OVMP – 1



Graf 5 – Příčné posuny v měřickém profilu OVMP – 1



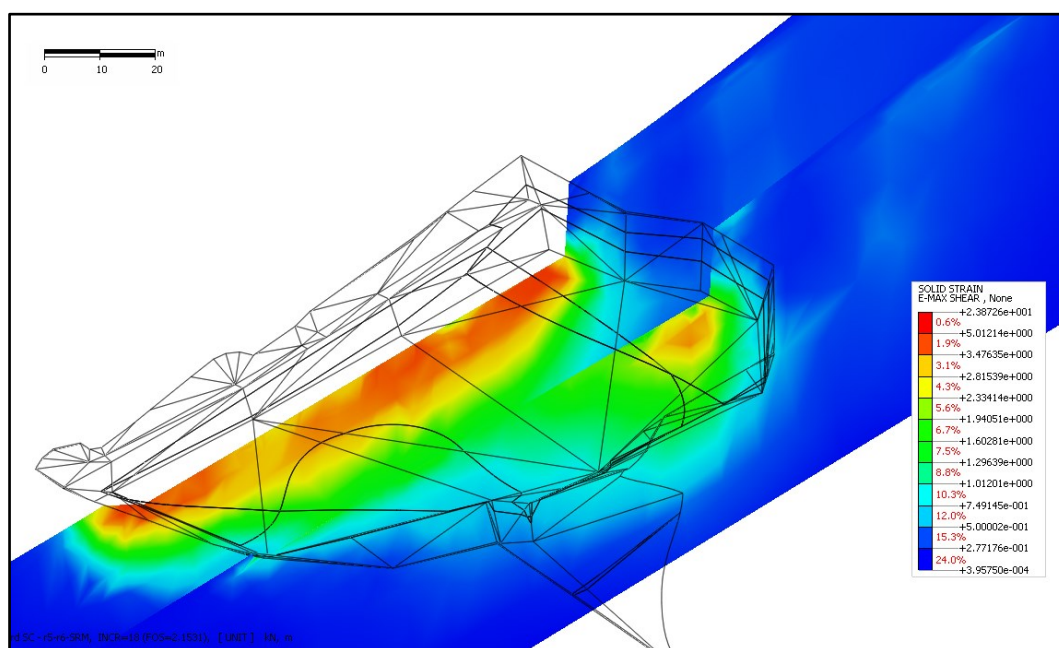
Graf 6 – Svislé posuny v měřickém profilu OVMP – 1

Variantní model oproti původnímu vykazuje ve všech sledovaných směrech podstatných snížení deformací. Grafy jsou prosté od hodnocení varovných stavů, jelikož není známo, kdy se teoreticky započalo s jejich měřením. Je však pravděpodobné, že při současném dimenzování modelu by došlo k jejich překročení. Především u podélných posunů. K tomu lze říci, že se zde mohl projevit nedostatek informací o skutečné deformační odezvě masivu na napěťové změny v průběhu výstavby. Pomoci s dimenzováním modelu mohly přinést také údaje z monitoringu během ražby průzkumné štoly. Jelikož však ani tato měření nebyly k dispozici, muselo se při hodnocení počítat se značnou mírou nejistoty.

4.3.3 Zhodnocení stability portálu

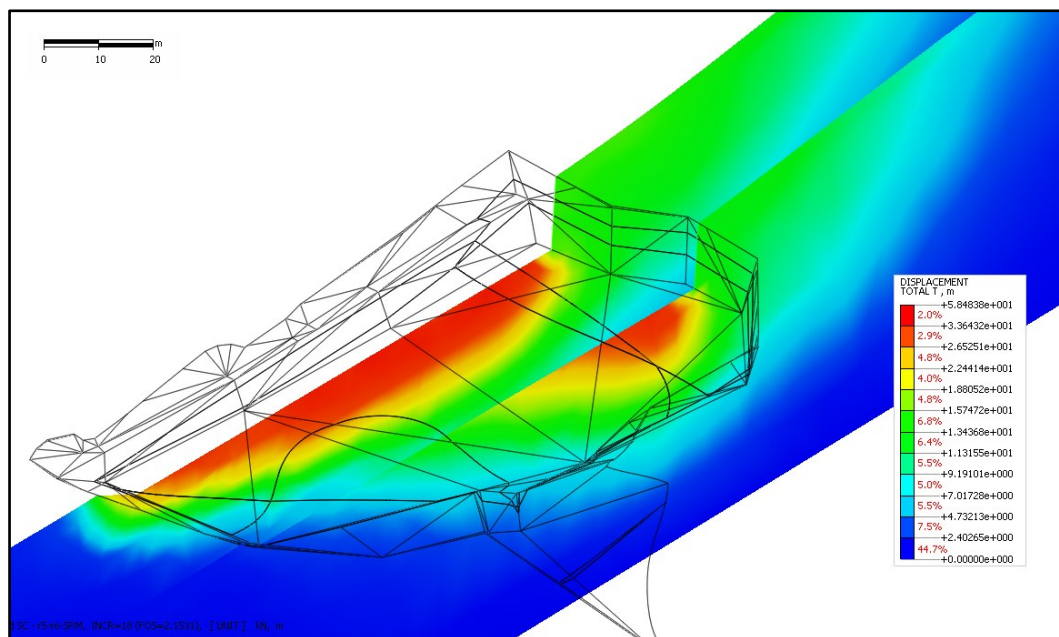
Mezi uváděnými výstupy stabilitní úlohy je pro variantní úlohu vynecháno vykreslení plastických bodů kolem portálu. Pro špatnou přehlednost v prostorové situaci nebylo zaznamenáno výraznějších a interpretovatelných změn.

Naopak u grafickém zobrazení maximálních smykových přetvoření je pro tento model pozorovatelné jeho výrazné snížení (*Obr. 81*). Pro největší hodnotu došlo k jejímu zmenšení oproti původnímu modelu o více než 30%. Tento výsledek je také určitým ukazatelem zlepšení celkové stability.



Obr. 81 – Maximální smyková přetvoření, variantní návrh

Totální deformace vypočtené pro stabilitní úlohu variantního návrhu (*Obr. 82*) nabízí podobný pohled na mechanismus přetváření.



Obr. 82 – Celkové deformace stanovené pro stabilitní úlohu, variantní návrh

Lze konstatovat, že ani ve variantním návrhu nebyla dostatečně zaznamenaná oblast pravděpodobného výskytu poruchové smykové plochy za čelní stěnou stavební jámy.

Konečně výsledným minimálním faktorem stability $FOS = 2,15$ je vyjádřena také dostatečná stabilita přilehlého svahu tohoto numerického modelu.

Faktor bezpečnosti (FOS) = 2,15

Přijatá opatření tudíž znamenala minimální nárůst celkového stupně stability oproti původnímu návrhu. Na druhou stranu je třeba říci, že zvyšování celkové stability nebylo cílem těchto stabilizačních prvků. Faktor bezpečnosti se jeví z hlediska dlouhodobé stability dostačující a výrazné zvyšování faktoru bezpečnosti by nebylo již vhodné ani z ekonomického hlediska.

5. Závěr

Diplomová práce je zaměřena na problematiku příportálových oblastí. Hlavním cílem diplomové práce byla analýza stabilitní situace stavební jámy východního portálu tunelu Ovčiarско ve dvou situacích. První z nich posuzovala skutečný napět'o-deformační stav po zajištění stavební jámy. V druhé řadě byl analyzován vlastní alternativní návrh.

Obě situace jsou zpracovány do trojrozměrných numerických modelů vytvořených v geotechnickém programu MIDAS GTS NX. Při tvorbě modelů bylo třeba zachytit poměrně složitý průběh horninových vrstev kolem portálové oblasti. Cíl zachytit je co nejvěrněji a také složitost geometrie stavební jámy samotné se během modelování střetával s problémy u následného vytváření sítě konečných prvků. Postupným generalizováním jednotlivých povrchů byl však nakonec nalezen kompromis mezi zjednodušením geometrie a výslednou kvalitou sítě.

Velké úsilí bylo věnováno taktéž stanovení adekvátních parametrů pro použité konstitutivní modely (Mohr-Coulombův a lineárně pružný konstitutivní model). Základní pevnostní parametry hornin přinesl IGP. Díky němu se kupříkladu podařilo také částečně zohlednit porušenost horninového prostředí.

Numerický výpočet byl rozdělen na jednotlivé konstrukční fáze, které zastupovaly skutečný postup provádění stavebních prací. Při kalkulaci bylo v modelu předpokládáno neodvodněné prostředí se statickým působením podzemní vody.

Výstupem práce bylo kromě stanovení celkového stupně stability portálové oblasti také zhodnocení napět'o-deformačních stavů. Výsledky byly následně porovnány s hodnotami geotechnického monitoringu.

U modelu skutečného stavu zajištění stavební jámy byly z hlediska napět'o-deformačního stavu sledovány především vnitřní síly na lanových kotvách a deformace na čelní stěně. Nejvyšší hodnoty osových sil kotev se koncentrovaly poblíž jižní tunelové roury. Velikostmi ve snížené míře korespondovaly s GTM, ale ukázaly na výskyt varovných hodnot u nemonitorovaných kotev. Zjištěné deformace se ukázaly za téměř neporovnatelné. Především z důvodu, že nebyl k dispozici geotechnický monitoring z doby výstavby a první dostupné měření bylo vztaženo až k ražbě tunelu (o 3 roky později). Obecně lze říci, že u aproximování deformačního chování modelu ke skutečnému se projevil nedostatek informací o reakci horninového prostředí na změnu napjatosti. Přes relativně vysoké hodnoty sil v kotvách a konečných deformací byl výsledný faktor bezpečnosti, určený stabilitní úlohou, roven 2,15. Na základě napět'o-deformační a následné stabilitní analýzy se ukázalo,

že ačkoliv výsledný faktor stability odkazuje na dlouhodobou stabilitu geotechnické stavby, jednotlivé stabilizační prvky již vykazovaly varovných stavů pro GTM a v některých případech se blížily i k mezím únosnosti.

Na základě předchozích poznatků byla tvorba variantního návrhu směřována k snížení čerpání pevnosti na stabilizujících prvcích (lanové kotvy) a k redukci především podélných deformací na čelní stěně portálu. V zásadě byly navrženy únosnější lanové kotvy v místě nejvíce namáhaných původních kotev a na čelní stěně portálu byla vyztužena dodatečnou vrstvou SB. Po stanovení napětí-o-deformačního stavu pro tento variantní model byly navržené kotvy dle výsledných vnitřních sil posouzeny na mezní stavy porušení. Tyto kotvy nejenom vyhověly, ale také převzaly adekvátní podíl na přenosu zatížení do zeminového prostředí za původní, méně únosné kotvy. Zvýšení tuhosti stěny SB mělo společně s kotvami příznivý účinek na výsledné deformace. Podle očekávání přijatá opatření neměla výrazný vliv na celkovou stabilitu, $FOS=2,15$. Na druhou stranu však ke zvyšování faktoru stability nad dosaženou hodnotu nebyl důvod.

Na úplný závěr této práce bych rád dodal, že z dosavadních zkušeností vidím v pokročilosti numerického modelování geotechnických konstrukcí velký přínos. Především nabízí možnost lepší predikce skutečného chování systému stavba-hornina. Matematické modelování s sebou přináší ale i značné komplikace. Jednou z těch největších jsou vysoké požadavky každého modelu na komplexnost a také kvalitu všech vstupních parametrů. I sebesofistikovanější modelový výpočet se bez odpovídajících vstupů nedokáže dostatečně přiblížit ke skutečnému chování. Trojrozměrné modelování oproti 2D modelům znamená výrazně vyšší časovou náročnost při tvorbě samotné geometrie. Na mé práci se, myslím, dobře ukázala potřeba jeho zautomatizování. Z uvedených důvodů lze konstatovat, že trojrozměrné modely budou zřejmě i nadále výsadou jen těch nevýznamnějších a nejkomplicovanějších staveb.

6. Seznam použité literatury

- [1] *MANUÁL SILNIČNÍCH TUNELŮ: Provoz a otázky životního prostředí* [online]. b.r. [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
http://tunnels.piarc.org/tunnels/ressources/4/581,Kapitola_5_Zivotni_prostredi.pdf
- [2] *Problematika tunelových portálů v sesuvných územích* [online]. b.r. [cit. 2015-11-18]. Dostupné z: http://www.pragoprojekt.cz/data/File/Novosad_cz_0736ID_363.pdf
- [3] *Bezpečnost tunelů začíná na portálech* [online]. b.r. [cit. 2015-11-18]. Dostupné z:
<http://www.asb-portal.cz/inzenyrske-stavby/tunely/bezpecnost-tunelu-zacina-na-portalech>
- [4] *Diaľničné tunely* [online]. 2014 [cit. 2015-9-5]. Dostupné z:
<http://www.dialnice.szm.com/tunnels/tunnels.html>
- [5] *D1 Hričovské Podhradie - Lietavská Lúčka* [online]. 2015 [cit. 2015-11-21]. Dostupné z:
<http://dialnice.szm.com/highways/HrPodhradie%20-%20LietLucka.html>
- [6] *TUNEL OVČIARSKO* [online]. 2015 [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
<http://www.asb.sk/inzinierske-stavby/tunely/tunel-ovciarsko>
- [7] *GTS NX User Manual: Chapter 4 Mesh* [online]. 2014 [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
<http://www.midasgtsnx.com/support/manual.asp>
- [8] *GTS NX: On-line Manual* [online]. 2014 [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
http://manual.midasuser.com/en_common/GTS%20NX/150/GTX.htm
- [9] *Technická správa: Diaľnica D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. 410-00 Východný portál (VP), časť „Sanácia portálovej steny“*. 10/2014. Bratislava, b.r..
- [10] ALDORF, Josef. *Mechanika podzemních konstrukcí*. Ostrava: VŠB-Technická univerzita, 1999, 410 s. ISBN 8070786957.
- [11] JETEL, Ján. *Určování hydraulických parametrů hornin hydrodynamickými zkouškami ve vrtech*. 1. vyd. Praha: Academia, 1982, 246 s. Knihovna Ústředního ústavu geologického.

-
- [12] CRAIG, R. *Craig's soil mechanics*. 7th ed. London: Spon Press, 2004, vii, 447 s. ISBN 0415327032.
- [13] VSL: *Ground anchor systems* [online]. 2012 [cit. 2015-11-20]. Dostupné z:
http://www.vsl.com/download.php?brochure_cat=ground-anchors&getfile=vsl-ground-anchor-systems.pdf
- [14] GERNOT BEER, . *Numerical Simulation in Tunnelling*. Vienna: Springer Vienna, 2003. ISBN 9783709160992.
- [15] HRUBEŠOVÁ, Eva a Josef ALDORF. *Geotechnický monitoring: Multimediální výukové texty* [online]. b.r. [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
<http://fast10.vsb.cz/hrubeso/monit1.html>
- [16] CHALMOVSKÝ, Juraj. *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis*. 1. vyd. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014, 62 s. ISBN 9788021449381.
- [17] HRUBEŠOVÁ, Eva. *Modelování v geotechnice: Modelování stability svahových těles* [online]. b.r. [cit. 2015-11-24].
- [18] GTS NX: *User Manual: Chapter 6 Analysis* [online]. 2014 [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
<http://www.midasgtsnx.com/support/manual.asp>
- [19] VSL: *GC Anchorage Technology* [online]. b.r. [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
http://www.vsl.com/download.php?brochure_cat=ground-anchors&getfile=vsl-gc-anchorage-technology.pdf
- [20] VSL: *Zemní lanové kotvy* [online]. b.r. [cit. 2015-11-10]. Dostupné z:
www.vsl.cz/download/52
- [21] TP 1.9.6. *NAVRHOVÁNÍ PAŽICÍCH KONSTRUKCÍ - PŘÍRUČKA K ČSN EN 1997: Kapitola 2 : Kotvení stavebních konstrukcí* [online]. b.r. [cit. 2015-11-10].

7. Seznam obrázků

| | |
|---|----|
| Obr. 1 – Přehled dálničních tunelů na Slovensku [4]..... | 3 |
| Obr. 2 – Tunel Ovčiarsko na úseku dálnice D1 Hričovské Podhradie-Lietavská Lúčka..... | 4 |
| Obr. 3 – Tunel Ovčiarsko, družicový snímek | 5 |
| Obr. 4 – Geologický profil tunelu Ovčiarsko..... | 6 |
| Obr. 5 – VP tunelu Ovčiarsko – letecký snímek (foto: Ing. Milín Koňuščák, 29. 6. 2014)..... | 8 |
| Obr. 6 – Východní portál tunelu Ovčiarsko – situace vč. GTM | 9 |
| Obr. 7 – Východní portál tunelu Ovčiarsko – členění stavební jámy | 9 |
| Obr. 8 – Průzkumný vrt CD-OE12..... | 11 |
| Obr. 9 – Trhlina při JTR východního portálu tunelu ke dni 25. 8. 2014..... | 12 |
| Obr. 10 – Realizační projekt GTM východního portálu tunelu Ovčiarsko, čelo portálu..... | 13 |
| Obr. 11 – Přehled geotechnických aplikací softwaru MIDAS GTS NX | 15 |
| Obr. 12 – Doporučený rozsah modelu pro nevyztuženou stavební jámu..... | 16 |
| Obr. 13 – Rozsah 3D modelu | 17 |
| Obr. 14 – Zjednodušená situace se zakreslením vrstevnic..... | 18 |
| Obr. 15 – Tvorba povrchu terénu modelové situace v programu SketchUp..... | 18 |
| Obr. 16 – Vybrané příčné a podélné řezy VP tunelu Ovčiarsko | 19 |
| Obr. 17 – Rozmístění průzkumných vrtů – vyznačený vrt CD-OE12 | 19 |
| Obr. 18 – Geologické vrstvy zachycené na jednotlivých řezech | 20 |
| Obr. 19 – Geologické vrstvy v okolí stavební jámy..... | 21 |
| Obr. 20 – Řezné plochy ve směru x a ve směru y | 22 |
| Obr. 21 – Vybraný řez vedený ve směru osy x | 22 |
| Obr. 22 – Tvorba povrchů – prokládání 2 vrstev | 23 |
| Obr. 23 – Tvorba objemů (MIDAS GTS NX) | 24 |
| Obr. 24 – Tvorba objemů – použití nástroje Divide | 25 |
| Obr. 25 – Tvorba objemů – dokončení tvorby geologických vrstev..... | 25 |
| Obr. 26 – Model povrchu stavební jámy..... | 26 |
| Obr. 27 – Rozšíření geometrie stavební jámy | 27 |
| Obr. 28 – Nástroje Cut a Extrude (MIDAS GTS NX)..... | 27 |
| Obr. 29 – Tvorba objemu stavební jámy..... | 28 |
| Obr. 30 – Ořezání jámy povrchem terénu | 28 |
| Obr. 31 – Nástroj Embed (MIDAS GTS NX)..... | 28 |
| Obr. 32 – Průzkumná štola (MIDAS GTS NX)..... | 29 |
| Obr. 33 – Prostorový model východního portálu (MIDAS GTS NX)..... | 30 |

| | |
|---|----|
| Obr. 34 – 13uzlový čtyřboký jehlan (13 node pentahedron) [7] | 31 |
| Obr. 35 – Typy 3D elementů sítě konečných prvků [8] | 31 |
| Obr. 36 – Problematická vrstva horninového prostředí při generování sítě | 32 |
| Obr. 37 – Sít' konečných prvků | 33 |
| Obr. 38 – Sít' konečných prvků – geometrické okrajové podmínky | 33 |
| Obr. 39 – Lineárně pružný model | 34 |
| Obr. 40 – Ideálně pružnoplastický model | 35 |
| Obr. 41 – Grafické znázornění Mohr-Coulombovy obálky porušení | 36 |
| Obr. 42 – Grafické znázornění plochy plasticity pro soudržné zeminy | 36 |
| Obr. 43 – Diagram závislost součinitele strukturního oslabení horniny k_s na RQD [10] | 38 |
| Obr. 44 – Mohrova kružnice – stanovení pevností horniny v tlaku a tahu | 39 |
| Obr. 45 – Inženýrskogeologický profil, zájmová oblast | 39 |
| Obr. 46 – Mohrova kružnice – redukce pevnostních parametrů součinitelem k_s | 40 |
| Obr. 47 – Depresní kužel vytvořený kolem stavební jámy | 42 |
| Obr. 48 – Kotevní prvky v modelové situaci | 45 |
| Obr. 49 – Stříkaný beton v modelové situaci | 47 |
| Obr. 50 – Řez A-A' proložený 3D modelem | 48 |
| Obr. 51 – ŘEZ A-A' - geometrie geologických vrstev v 2D modelu | 48 |
| Obr. 52 – Schematické znázornění zlepšené oblasti odpovídající 1 řadě hřebíků | 49 |
| Obr. 53 – Metoda SSS (Series Stiffness System) | 49 |
| Obr. 54 – Sít' konečných prvků v 2D modelu – modelová situace A | 51 |
| Obr. 55 – Sít' konečných prvků v 2D modelu – modelová situace B | 51 |
| Obr. 56 – Totální deformace – modelová situace A | 52 |
| Obr. 57 – Totální deformace – modelová situace B | 52 |
| Obr. 58 – Konstrukční etapy výpočtu | 55 |
| Obr. 59 – Princip metody LDF (Load Distribution Factor) [8] | 56 |
| Obr. 60 – Napětí ve směru osy x působící na SB | 57 |
| Obr. 61 – Napětí ve směru osy y působící na SB | 58 |
| Obr. 62 – Maximální smykové napětí působící na SB | 58 |
| Obr. 63 – Osové síly v zemních kotvách | 59 |
| Obr. 64 – Osové síly v kotvách blízké se kritické hodnotě (900 kN) | 61 |
| Obr. 65 – Hodnocení osových sil v kotvách z hlediska varovných stavů | 62 |
| Obr. 66 – Celkové posuny v portálové oblasti | 63 |
| Obr. 67 – Informační systém BARAB, průběh svislých posunů v čase | 64 |
| Obr. 68 – Geodetické měřické body v okolí JTR | 68 |

| | |
|--|----|
| Obr. 69 – Plastické body na Mohr-Coulombově obálce pevnosti..... | 69 |
| Obr. 70 – Princip čerpání smykové pevnosti RSS | 70 |
| Obr. 71 – Princip Φ/c reduction metody | 71 |
| Obr. 72 – Výskyt plastických bodů v bezprostřední blízkosti stavební jámy | 72 |
| Obr. 73 – Maximální smyková přetvoření | 73 |
| Obr. 74 – Celkové deformace stanovené pro stabilitní úlohu | 73 |
| Obr. 75 – Inklinometrické vrty zachycující potenciální smykové plochy | 74 |
| Obr. 76 – Umístění navržených zemních lanových kotev | 77 |
| Obr. 77 – Vytvořená síť vrstev SB, variantní návrh | 79 |
| Obr. 78 – Výčet nejvíce osově zatížených zemních kotev | 81 |
| Obr. 79 – Vnitřní síly na lanové kotvě C-03 | 82 |
| Obr. 80 – Umístění navržených zemních lanových kotev | 85 |
| Obr. 81 – Maximální smyková přetvoření, variantní návrh | 88 |
| Obr. 82 – Celkové deformace stanovené pro stabilitní úlohu, variantní návrh..... | 89 |

8. Seznam tabulek

| | |
|--|----|
| Tab. 1 – Geotechnické charakteristiky převzaté z [9] | 37 |
| Tab. 2 – Geotechnické charakteristiky pro porušené horniny | 40 |
| Tab. 3 – Koeficienty filtrace horninových vrstev | 42 |
| Tab. 4 – Geotechnické charakteristiky – konečné hodnoty použité v modelu | 43 |
| Tab. 5 – Parametry kotev použitých v modelu | 44 |
| Tab. 6 – Parametry homogenní horninové vrstvy | 50 |
| Tab. 7 – Ekvivalentní modul pružnosti oblasti zlepšené hřebíkováním | 50 |
| Tab. 8 – Konstrukční fáze výpočtu | 54 |
| Tab. 9 – Princip přerozdělování LDF | 56 |
| Tab. 10 – Porovnání osových sil na kotvách (numerický model / GTM) | 60 |
| Tab. 11 – Varovné a kritické hodnoty pro osově síly na kotvách | 61 |
| Tab. 12 – Varovné a kritické hodnoty pro konvergenční pozorovací body | 64 |
| Tab. 13 – Hodnoty svislých posunů u měřických bodů kolem JTR | 67 |
| Tab. 14 – Konstrukční fáze výpočtu | 80 |
| Tab. 15 – Základní hodnocení vybraných kotev z hlediska osového namáhání | 82 |

9. Seznam grafů

| | |
|---|----|
| Graf 1 – Podélné posuny v měřickém profilu OVMP – 1 | 65 |
| Graf 2 – Příčné posuny v měřickém profilu OVMP – 1 | 66 |
| Graf 3 – Svislé posuny v měřickém profilu OVMP – 1 | 66 |
| Graf 4 – Podélné posuny v měřickém profilu OVMP – 1 | 86 |
| Graf 5 – Příčné posuny v měřickém profilu OVMP – 1 | 86 |
| Graf 6 – Svislé posuny v měřickém profilu OVMP – 1 | 87 |

10. Přílohy

Příloha č. 1 – Schéma umístění průzkumných děl v okolí VP tunelu Ovčiarsko

Příloha č. 2 – Vykreslení vybraných napětí ve SB, variantní návrh

Příloha č. 3 – Fotodokumentace z výstavby VP tunelu Ovčiarsko

Výkres č. 1 – Situování monitorovacích objektů – čelní stěna

Výkres č. 2 – Situování monitorovacích objektů – svah S2-1 a S2-2

Výkres č. 3 – Situování monitorovacích objektů – svah S1-1 a S1-2